

Kpl. K.T. Ind. u. 12ur
abf. me k.

DER BAUINGENIEUR

27. Jahrgang

1952/Heft 1

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg



DER BAUINGENIEUR

— 1872/73 —

27. Jahrgang

Verlagsgesellschaft für Bauingenieurwesen und Maschinenwesen in Berlin

Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß.

Von Prof. Dr.-Ing. e. h. Karl Schaechterle, Stuttgart-Bad Cannstatt, und Dipl.-Ing. Louis Wintergerst, Eßlingen.

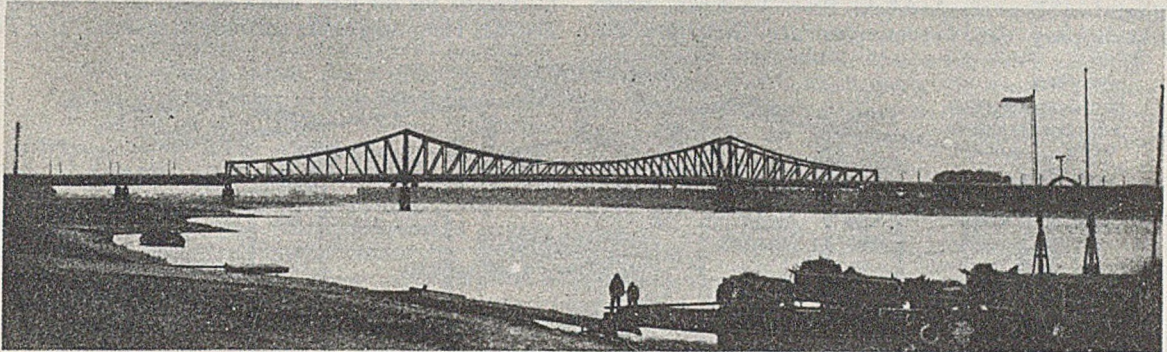


Abb. 1. Ansicht der alten Brücke.

I. Ausschreibungsentwurf.

Die in den Jahren 1927 bis 1929 erbaute Straßenbrücke über den Rhein zwischen Düsseldorf und Neuß (Abb. 1) in Stromkilometer 737,1 wurde 1945 durch Sprengung zerstört. Die Pfeiler und Widerlager sind bis auf den stark beschädigten Strompfeiler VI und den Vorlandpfeiler IV erhalten geblieben. Die stählernen Überbauten der Deich- und Vorlandbrücken mit oberliegender Fahrbahn konnten angehoben, instand gesetzt und wieder verwendet werden.

gleichbleibender Höhe durchgeführt werden. Dagegen wird beim Befahren der Brücke der Ausblick auf Strom und Ufer beeengt. Die Rad- und Gehwege müssen kanzelartig um die Bogenschenkel herumgeführt werden, wobei die Ausbuchtung der Geländer über den Strompfeilern nicht befriedigend zu lösen ist. Bei der Anfahrt auf die Brücke und von den Ufern aus sieht man das Tragwerk in unschöner Verkürzung. Wenn eine Deckbrücke mit einem der Fahrbahn untergeordneten Trag-

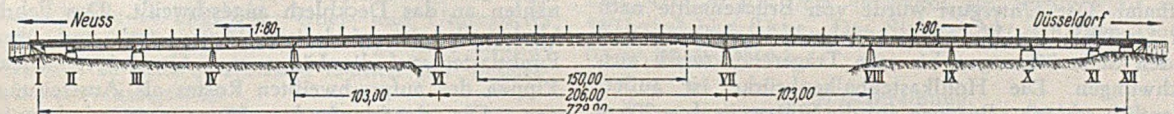


Abb. 2. Ansicht des Ausschreibungsentwurfs.

den. Die in das Rheinbett abgestürzte Strombrücke mit zwischen den Fachwerkträgern versenkter Fahrbahn war neu zu erstellen.

Die Stadtverwaltung beschloß den Rheinübergang in voller Breite wiederherzustellen. Die Stützweiten der neuen Strombrücke (103—206—103 m) lagen fest. Die Anschlüsse an die vorhandenen Vorlandbrücken, die gesamte Breite von 30,13 m zwischen den Geländern, die Höhenlage der Fahrbahn, die Gradienten und das freizuhaltende Schiffsprofil waren gegeben. Voruntersuchun-

gen ergaben, daß unter diesen Voraussetzungen eine Deckbrücke in Hohlkastenbauart möglich und wirtschaftlich ist.

Bei der Fachwerkbrücke alter Bauart mit über die Fahrbahn aufragenden Hauptträgern war das Gesamtstahlgewicht erheblich größer. Eine Stabbogenbrücke zur Überspannung der großen Schiffsöffnungen ist zwar technisch zweckmäßig und wirtschaftlich, an dieser Stelle jedoch nicht überzeugend. Wohl wird durch die hoch über die Fahrbahn aufsteigenden Bogen die Schiffsöffnungen stark betont und das Fahrbahnband kann in

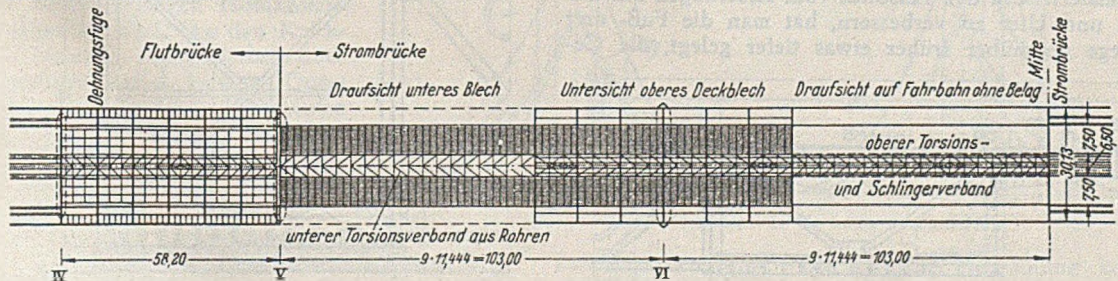


Abb. 3. Draufsicht des Ausschreibungsentwurfs.

gen ergaben, daß unter diesen Voraussetzungen eine Deckbrücke in Hohlkastenbauart möglich und wirtschaftlich ist.

Bei der Fachwerkbrücke alter Bauart mit über die Fahrbahn aufragenden Hauptträgern war das Gesamtstahlgewicht erheblich größer. Eine Stabbogenbrücke zur Überspannung der großen Schiffsöffnungen ist zwar technisch zweckmäßig und wirtschaftlich, an dieser Stelle jedoch nicht überzeugend. Wohl wird durch die hoch über die Fahrbahn aufsteigenden Bogen die Schiffsöffnungen stark betont und das Fahrbahnband kann in

Leichtfahrbahn aus Gußasphaltbelag, der auf dem ebenen Hohlkastendeckblech durch aufgeschweißte fischgrätartig angeordnete Querrippen schubfest verankert wird, konnte das Eigengewicht der Fahrbahndecke auf 90 kg/m² gegenüber 913 kg/m² bei der alten Brücke gesenkt werden. Das Fahrbahnblech ist als Obergurt des Hohlkastens ein Teil des Haupttragwerks und wird durch die Querrippen des Rostes ausgesteift.

Im Längsprofil steigt die Brückenfahrbahn von den Rampen aus auf den beiderseitigen Vorlandbrücken mit

1 : 80 zum Brückenscheitel an. Die Kuppe wurde in der Mittelöffnung mit 8250 m ausgerundet. Der Obergurt des Kastentragwerks folgt der Fahrbahnlinie, der Untergurt ist auf die Auflager über den Stropfteilern herabgezogen. Für das Brückenbild und den Gesamteindruck der Brücke von den Ufern und vom Strom aus gesehen war die Führung der geschwungenen Ober- und Untergurtlinien von entscheidender Bedeutung. Nach zahlreichen Versuchen wurden in Übereinstimmung mit dem künstlerischen Berater, Architekt Prof. T a m m s, unter Berücksichtigung der Forderungen der Schifffahrt die

Das Haupttragwerk besteht aus einem dreizelligen Hohlkasten. Die beiden äußeren Zellen sind durch die Stegbleche, das untere Gurtblech und die Fahrbahntafel als Obergurt vollkommen geschlossen, während die mittlere Zelle durch die Stegbleche und einen oberen und unteren Torsionsverband gebildet wird (Abb. 5).

Die Hohlkastendecke wurde zur Aufnahme der Fahrzeuglasten als Kreuzträgerrostplatte (Abb. 5) ausgebildet, berechnet und bemessen. Die auf Konsolen auskragende Deckplatte für die Rad- und Gehwege ist als mittragender Teil des Haupttragwerks teilweise ausgenutzt. Der Träger-

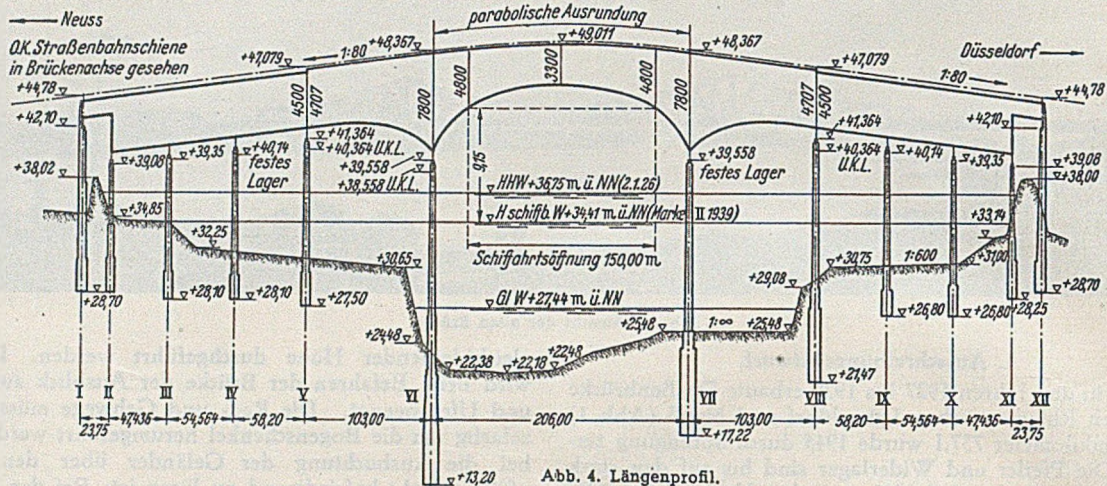


Abb. 4. Längsprofil.

Trägerhöhen auf 3,3 m im Brückenscheitel und 7,8 m über den Stropfteilern festgelegt. An den Trägerenden war die Höhe von 4,7 m durch die vorhandenen Flutbrücken bestimmt. Der Untergurt wurde von Brückenmitte nach den Stropfteilern hin stetig zunehmend gekrümmt und in den Seitenöffnungen bis zum Trägerende weich ausgeschwungen. Die Hohlkastenbalkenbrücke ist außerordentlich schlank. Bezogen auf die Stützweite $L = 206$ m beträgt die Bauhöhe im Brückenscheitel $L/62$, über den Stropfteilern $L/26$ (Abb. 4).

Die alte Brücke besaß zwei Richtungsfahrbahnen von je 6 m Breite, eine offene Fahrbahn für die zweigleisige Straßenbahn im Mittelstreifen von 6,9 m Breite zwischen den Bordkanten, sowie außerhalb der Hauptträger gelegene Rad- und Gehwege von 1,6 bzw. 2,5 m Breite. Durch den Wegfall der über die Fahrbahn ragenden Hauptträger konnten die beiden Richtungsfahrbahnen von 6 auf 7,5 m verbreitert werden. Der Mittelstreifen zur Aufnahme der Straßenbahn wurde von 6,9 auf 6,5 m verschmälert. Um den Ausblick vom Kraftwagen aus auf Strom und Ufer zu verbessern, hat man die Fuß- und Radwege gegenüber früher etwas tiefer gelegt, die Ge-

rost unter der Straßenfahrbahn besteht aus geschweißten Querträgern in 1,9 m Abstand und Längsträgern aus halbierten I 36 bis 55 in 44 cm Abstand, beide mit Kehlnähten an das Deckblech angeschweißt. Das Fahrblech selbst ist mindestens 14 mm stark und überträgt Punktlasten auf die Längs- und Querträger, wobei die Rippen des aufgeschweißten Rostes als Aussteifung dienen. Die durchlaufenden Längsrippen sind auf den schlanken Querträgern federnd gestützt, die Querträger auf den Stegen des Haupttragwerks mit einer Spannweite von 7,5 m nahezu unnachgiebig gelagert. Die Kreuzträgerrostplatte verteilt die konzentrierten Einzellasten längs und quer. Eine Vorberechnung zeigte schon, daß man ausreichend genau mit einer Rostbreite von 15,2 m

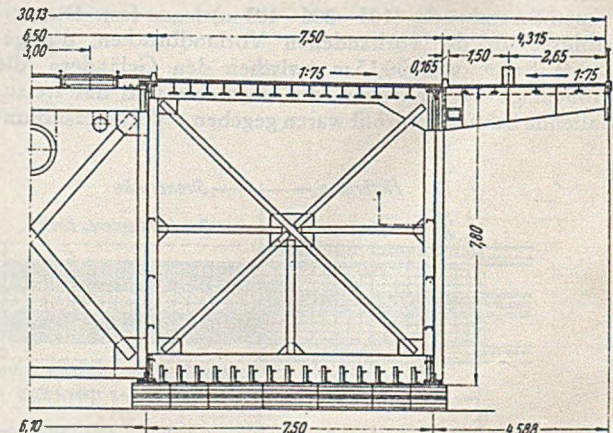
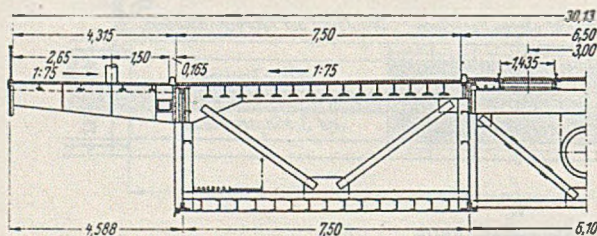


Abb. 5. Querschnitt in Brückenmitte (links) und am Stropfteiler (rechts).

länderhöhe auf 0,9 m festgesetzt und ein einfaches Stabgeländer mit kräftigem Holm ohne Fußleisten gewählt. Die 18 cm hohen Schrammborde aus Abkantblechen werden auf die Kastendeckbleche aufgeschweißt. Mit den beiderseitigen Rad- und Gehwegen ergibt sich eine Gesamtnutzbreite von $2(2,65 + 1,50 + 7,50) + 6,50 = 29,8$ m und ein Lichtabstand der Geländer von 30,13 m. Den Seitenabschluß der Brückentafel bilden 90 cm hohe Randträger.

d. h. mit 9 Rosthauptträgern, rechnen darf. Weitere Hauptträger nehmen an der Lastaufnahme einer Einzellast praktisch nicht mehr teil. Da die Fahrbahnlängsträger gleichzeitig Teile des Haupttragwerks sind, kommen zu den Beanspruchungen aus örtlichen Fahrzeuglasten noch die Hauptträgerspannungen hinzu. Die Beanspruchung aus örtlichen Fahrzeuglasten mußte deshalb möglichst niedrig gehalten werden, was durch eine günstige Wahl des Verhältnisses der Trägheitsmomente der Längsträger zu

denen der Querträger zu erzielen war. Außerdem spielt das Verhältnis Längsträgerabstand zu Querträgerabstand dabei eine wichtige Rolle.

Der Mittelstreifen zur Aufnahme der Straßenbahn ist zwischen den Schrammborden mit offenen engmaschigen Gitterrosten abgedeckt. Die Straßenbahnschienen werden mit Unterlagsplatten auf den Längsträgern festgeklemmt. Der Straßenbahnoberbau einschließlich Abdeckung wiegt nur 75 kg/m^2 . Die Schienenoberkante liegt in gleicher Höhe wie die Schrammborde.

Die untere längs und quer ausgesteifte Hohlkastenplatte wird als Untergurt des Haupttragwerks hauptsächlich in der Längsrichtung durch die Gurtkräfte beansprucht. Infolge der Krümmung — kleinster Krümmungsradius am Strompfeiler $R = 170 \text{ m}$ — treten außerdem Umlenkkräfte auf, die durch Quersteifen in die Stegbleche der Hohlkasten geleitet werden. Die durchlaufenden Längsteifen wurden als Bestandteile des Haupttragwerks durch die Quersteifen durchgeführt und mitgerechnet. Die am Untergurt die freien Blechränder sichernden Saumwinkel verdecken die in der Brücken- und -untersicht störenden Gurtstöße.

Die 12 bis 16 mm dicken Stegbleche des Hohlkastentragwerks sind durch Längsteifen im Kasteninnern und lotrechte Aussteifungen außen im Querträgerabstand von 1,9 m gegen Ausbeulen gesichert. Zur Aufnahme der Anschlussmomente der Konsolträger und in Zusammenhang mit den Querverbänden sind außerdem lotrechte Steifen im Kasteninnern angeordnet. An den Stellen der größten Querkräfte in der Nähe der Strompfeiler sind die Untergurte so stark geneigt, daß sie einen großen Teil der Querkraft aufnehmen und das 16 mm dicke Stegblech auch bei 7,8 m Höhe noch ausreicht.

Die beiden äußeren Hohlkastenzellen sind durch die Querträger zur Aufnahme der Straßenbahngleise und Torsionsverbände in Höhe des Ober- und Untergurtes verbunden. Auf die ganze Breite durchgehende kräftige Querverbände in 22,88 m Abstand machen das Gesamttragwerk verwindungssteif.

Die Berechnung zeigte die Vorteile des verwindungssteifen Hohlkastentragwerks. Durchgehende Belastung einer Richtungsfahrbahn in der Mittelöffnung ergab nur eine geringe Verdrehung des Gesamtquerschnitts. Für die Bemessung des Haupttragwerks war deshalb Vollbelastung auf die gesamte Brückenbreite maßgebend. Die Querverbände wurden für einseitige Belastung, die die größte Verdrehung ergab, bemessen. Die Torsionsmomente aus der Mittelöffnung werden durch die Lager an den Strompfeilern aufgenommen, da diese als Linienkipplager über die ganze Breite der beiden äußeren Hohlkastenzellen durchgeführt sind. An den Knickstellen des unteren Kastenbleches über den Strompfeilern sind kräftige Querträger angeordnet und die Stegbleche durch drei lotrechte Hauptsteifen verstärkt. Die Winddrücke, sonstige Seitenkräfte und Torsionsmomente werden durch einen in der Stützebene angeordneten Querverband auf die Lager übertragen (Abb. 5). Damit sich in den geschlossenen Kasten über den Lagern kein Wasser ansammeln kann, wurde eine Betonfüllung vorgesehen, so daß die Entwässerungslöcher außerhalb der Strompfeiler angeordnet werden konnten. Der Beton erhöht die Knick- und Beulsicherheit des unteren Kastenbleches und schützt alle einbetonierten Stahlteile gegen Rost.

Die festen Lager der Strombrücke befinden sich auf dem rechtsrheinischen Strompfeiler VII, die der Flutbrücken auf den Pfeilern IV und IX. Alle übrigen Lager sind längsbeweglich als Pendellager ausgebildet. Beim Übergang von der Strombrücke zu den beiderseitig an-

schließenden Flutbrücken ist das Kastentragwerk mit Einzellagern unter den äußeren Hauptträgerstegen auf den Uferpfeilern V und VIII abgestützt. Dabei werden die Querkräfte der Innenstege des Hohlkastens durch vollwandige Endquerscheiben auf die äußeren Stege übertragen. Die Trägerenden sind durch die Auflagerung der Flutbrücke gegen Abheben von den Lagern gesichert. Die Auflagerdrücke der Flutbrücken ergeben eine 1,3fache Sicherheit gegen Abheben der Trägerenden. Die Lagerkörper selbst bestehen aus Stahlguß St 52.81 S und sind in Platten und Rippen mit Gurtverstärkung aufgelöst. Die entstehenden Hohlräume werden mit Beton ausgefüllt.

Um beim Fahrbahnübergang von der Strombrücke zur Flutbrücke eine Stufenbildung zu vermeiden und ein stoßfreies Befahren zu gewährleisten, wurde eine Schleppträgerkonstruktion vorgesehen.

In der Berechnung des Haupttragwerks war angenommen, daß in den Seitenöffnungen auf Gerüsten montiert und in der Mittelöffnung von den Strompfeilern aus gerüstlos frei vorgebaut wird. Durch diesen Bauvorgang wird das Tragwerk in Brückenmitte entlastet, da dort kein Moment aus Eigengewicht der Stahlkonstruktion entsteht. Dagegen tritt über den Strompfeilern ein erhebliches Kragmoment auf, das bei dem hohen Querschnitt mit verhältnismäßig wenig Stahl aufgenommen werden kann. Erst für das restliche Eigengewicht — Fahrbahnbelag, Rad- und Gehwegbeläge, Stahlgitterroste, Beleuchtungs- maste und Kabel — und die Verkehrslasten wirkt das Tragwerk als Durchlaufträger mit stark veränderlichem Trägheitsmoment. Die Berechnung ergab, daß das größte positive Feldmoment nur 16% des größten negativen Stützenmomentes beträgt. Die Gewichtsrechnung zu dem Ausschreibungsentwurf schloß mit einem Gesamtstahlgewicht von 6800 t ab. Davon waren 6300 t St 52 und 500 t St 37. Dem entspricht ein Stahlgewicht von 550 kg/m^2 Nutzfläche. Das Stahlgewicht des alten Überbaues betrug 8464 t.

II. Ausschreibung.

Die Stahlbauarbeiten zum Wiederaufbau der Strombrücke wurden im März 1950 auf Grund von sorgfältig bearbeiteten Unterlagen öffentlich ausgeschrieben. Die Ausschreibungsunterlagen bestanden aus 13 Zeichnungen (u. a. Abb. 2—6) einer Baubeschreibung und einem

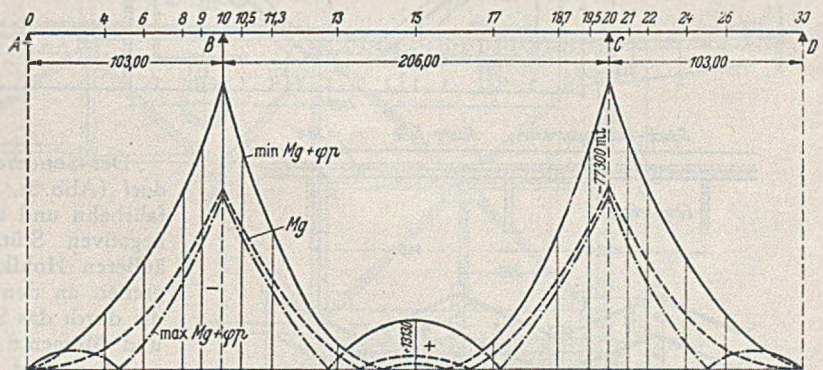


Abb. 6. Max. Momentenlinie für halbe Brückenbreite.

Leistungsverzeichnis. Die statische Berechnung konnte eingesehen werden. In den Positionen des Leistungsverzeichnisses waren alle in den Vorschriften nicht besonders erwähnten Nebenleistungen eingeschlossen. Die angebotenen Preise waren Festpreise.

Die anbietenden Firmen konnten je einen Sonderentwurf einreichen. Diesem waren die einschlägigen DIN-Vorschriften und als Verkehrslasten diejenigen der Brückenklasse IA, 70 t Raupenfahrzeug und Militärfahrzeuge in Einzelfahrt, Lastenzüge der Rhein-Schnellbahn und Versorgungsleitungen mit $1,35 \text{ t/lm}$ zugrunde zu legen. Dem Angebot war außer den Zeichnungen beizufügen:

ein Bauzeitplan, Montagezeichnungen mit eingehender Beschreibung, eine statische Berechnung und eine Mittelbedarfsübersicht.

III. Ergebnis der Ausschreibung.

Neben den Angeboten auf den verwaltungsseitigen Entwurf sind 10 Sonderentwürfe eingereicht worden, die von der Stadtverwaltung unter Zuziehung der Sachbearbeiter hinsichtlich Einhaltung der Ausschreibungsbedingungen, Konstruktion, Berechnung, Bemessung, baulicher Durchbildung, Stahlgewichte, Werkstoffe und Kosten überprüft wurden. Dabei wurden die zum Teil verschiedenen

a) Hohlkastentragwerke, ausgehend vom Verwaltungsentwurf, angeboten von den Firmen:

1. Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf,
2. GHH Oberhausen AG, Sterkrade — Düsseldorf,

b) Balkentragwerke als Deckbrücken, zum Teil in Stahlverbundbauweise mit Vorspannung, angeboten von den Firmen:

3. J. Gollnow & Sohn, Düsseldorf,
4. Stahlbau Rheinhausen,
5. Aug. Klönne, Dortmund,
6. Demag AG, Duisburg — Düsseldorf,

7. MAN Werk Gustavsburg,
8. C. H. Jucho, Dortmund;

c) Brücken mit Tragwerkteilen über der Fahrbahn, angeboten von den Firmen:

9. Dortmunder Union Brückenbau-AG, Dortmund,
10. Eggers, Hamburg.

Bei dem Sonderentwurf von Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf (Abb. 7), sind die Torsionsverbände, die beim Verwaltungsentwurf die beiden äußeren Hohlkastenzellen miteinander verbinden, durch steife Querscheiben ersetzt. Die Torsionssteifigkeit des gesamten Querschnitts wird dadurch etwas kleiner, reicht jedoch noch vollkommen aus. Durch konstruktive Maßnahmen (Stoßanordnung, geschweißte Ausführung usw.) konnten Stahlersparnisse gegenüber dem Behördenentwurf erzielt werden.

Der Sonderentwurf der GHH unterscheidet sich vom Behördenentwurf nur in Einzelheiten der Fahrbahntafel und der Stoßanordnung. Die Entwässerungsrinnen sind in das Innere des Hohlkastens verlegt, wodurch die Brückenansicht verbessert wird. Das Haupttragwerk ist ganz geschweißt.

Der Sonderentwurf von J. Gollnow & Sohn, Düsseldorf (Abb. 8), zeigt ein Hohlkastentragwerk mit Leichtfahrbahn und über den Zwischenstützen im Bereich der negativen Stützenmomente unter dem Deckblech der äußeren Hohlkasten eingebauten Seilen. Die Seilkräfte greifen an den Längsrippen der Fahrbahntafel an. Um die durch das Spannen der Seile erzeugten Normalkräfte und Momente auf den gesamten Brückenquerschnitt zu verteilen, sind zusätzliche Konstruktionsglieder erforderlich. Die Schienenlängsträger sind in der statischen Berechnung als mitwirkende Teile des Haupttragwerkes herangezogen, was sich jedoch wegen ihrer großen örtlichen Beanspruchung durch Fahrzeuglasten schwer durchführen lassen würde.

Bei dem Sonderentwurf von Stahlbau Rheinhausen (Abb. 9) sind ebenfalls im Bereich der negativen Stützenmomente Spannseile vorgesehen, die 20 cm unter dem Kastendeckblech liegen und eine Seilkraft von 6900 t je Hohlkasten in den Hauptträgerquerschnitt einleiten. An der Verankerungsstelle sind zur Übertragung der Seilkraft zusätzliche Stahlmengen erforderlich. Um die eingebauten Seile auf die aus statischen Gründen erforderliche Seilkraft anzuspannen, sind geeignete Montagemaßnahmen

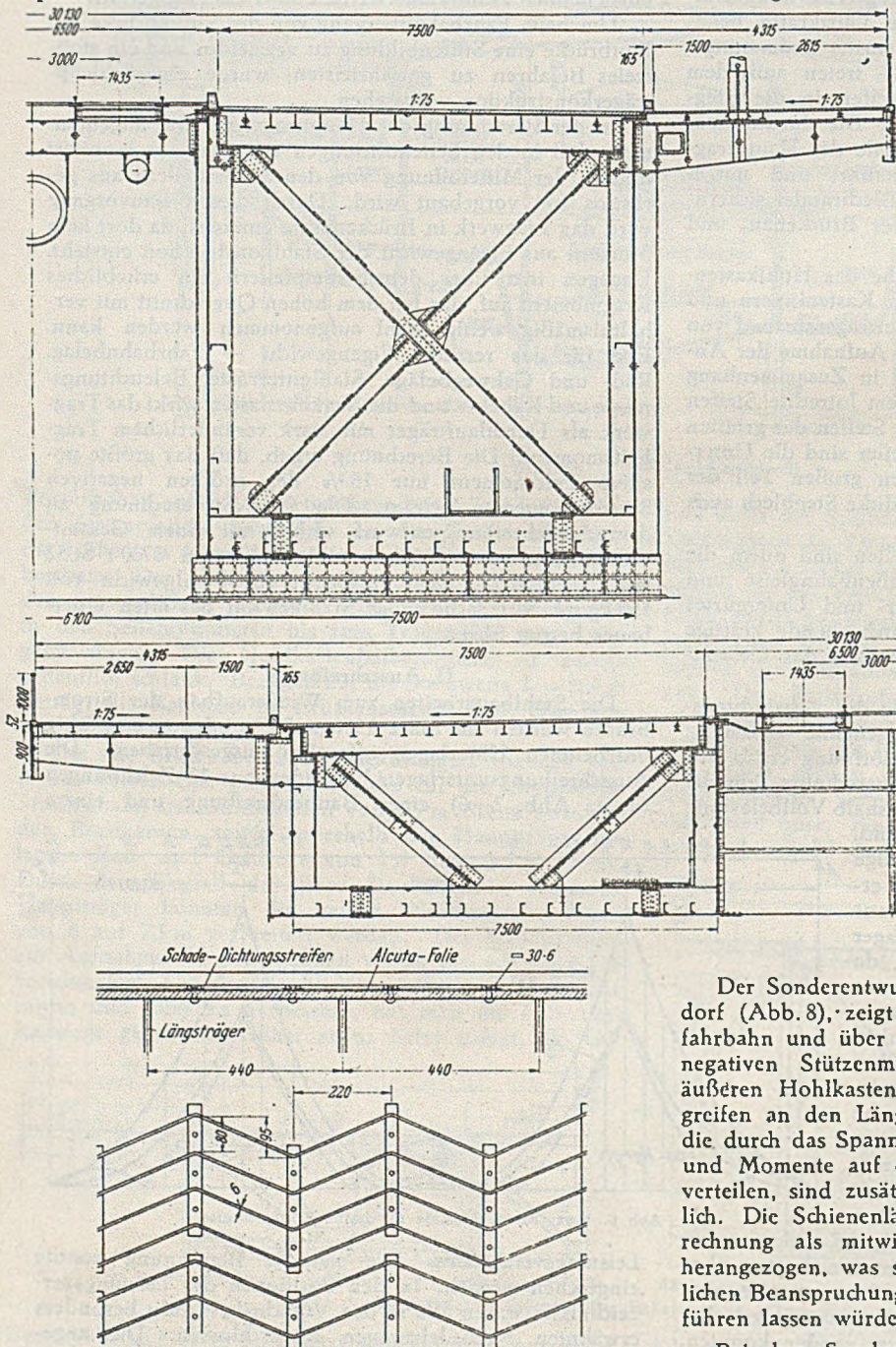


Abb. 7. Sonderentwurf: Hein, Lehmann & Co.

Lastannahmen auf einen Nenner gebracht, so daß die Entwürfe mit dem Ausschreibungsentwurf verglichen werden konnten. Die Entwürfe waren zum großen Teil sehr gründlich durchgearbeitet, ihr Stahlgewicht jedoch meist zu niedrig angegeben.

Nach der Bauart konnten die Sonderentwürfe in drei Gruppen zusammengefaßt werden.

vorgesehen. Die Längsrippen der Fahrbahnplatte sind erheblich schwächer als beim Verwaltungsentwurf.

Der Sonderentwurf von A. Klönne, Dortmund (Abb. 10), ist dem Vorschlag von Stahlbau Rheinhausen ähnlich. Die Seillängen sind jedoch abgestuft, so daß die Seilkräfte an mehreren Stellen eingeleitet werden. Die

vorgeschlagenen Maßnahmen zur Gewichtsersparnis sind beachtenswert. Das angegebene Stahlgewicht mußte nur um ein sehr geringes Maß erhöht werden.

Der Sonderentwurf der Demag, Duisburg, in Verbindung mit Prof. Dr.-Ing. Dischinger, Berlin-Charlottenburg (Abb. 11), zeigt ein mit Haupt- und Neben-

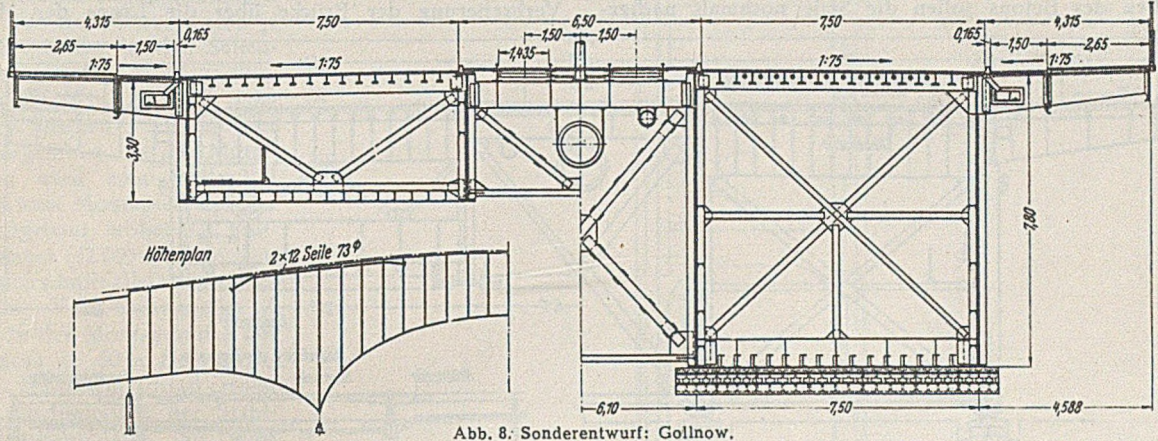


Abb. 8. Sonderentwurf: Gollnow.

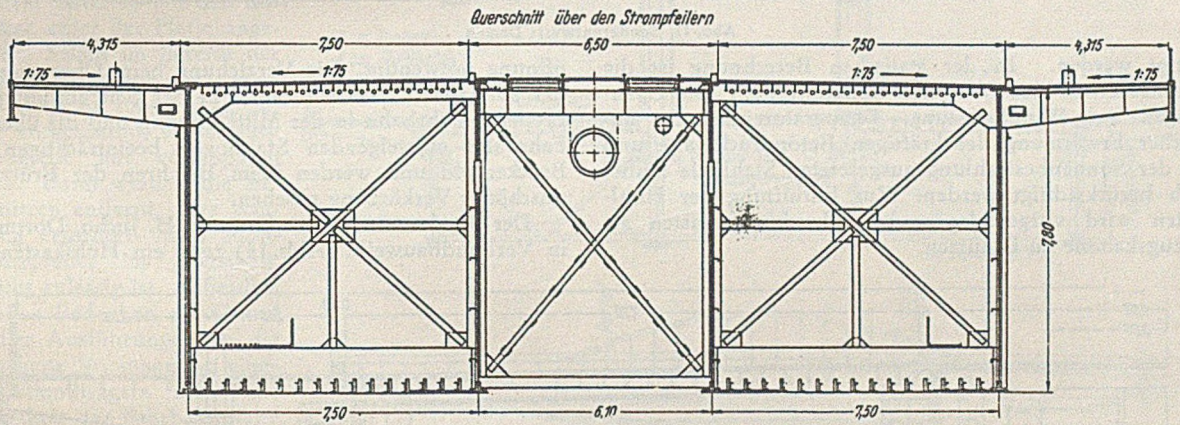


Abb. 9. Sonderentwurf: Stahlbau Rheinhausen.

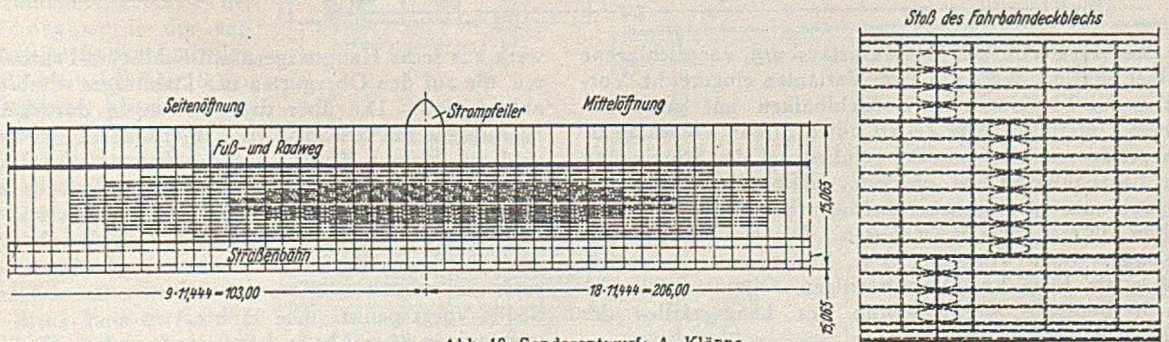
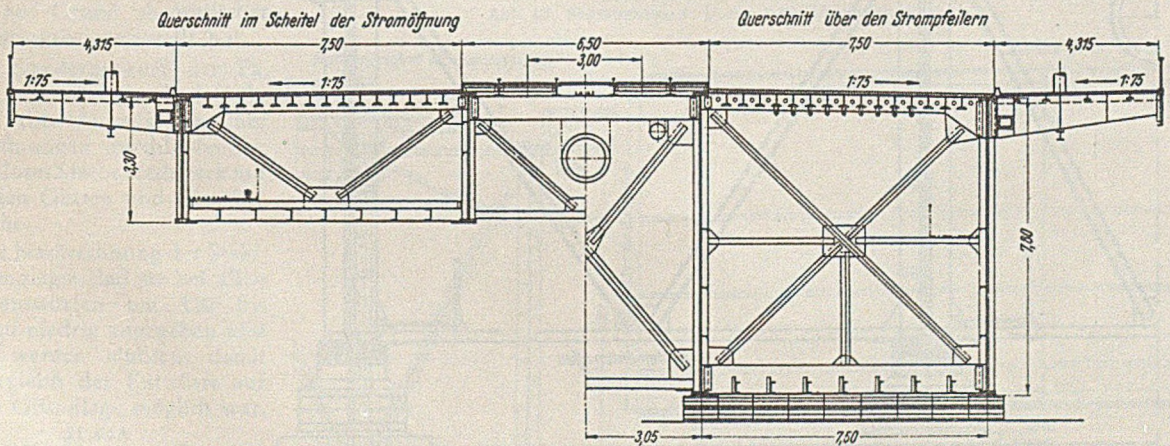


Abb. 10. Sonderentwurf: A. Klönne

seilen vorgespanntes Kastentragwerk. Die Einleitung der Seilkräfte in das Haupttragwerk ist einwandfrei durchgebildet. Das Hängewerk kann das gesamte Eigengewicht aufnehmen. Über den Strompfeilern ist der Stahluntergurt auf rd. 30 m Länge durch eine 35 bis 60 cm dicke Stahlbetondruckplatte verstärkt. Nach Schwinden und Kriechen des Betons sollen die Seile nochmals nachge-

Die Dortmunder Union Brückenbau-AG schlägt in ihrem Sonderentwurf einen als dreizelligen Hohlkasten ausgebildeten Durchlaufträger über drei Öffnungen mit Stabbogen über der Mittelöffnung vor (Abb.13). Die Stabbogen sind zwischen dem Straßenbahnkörper und den Richtungsfahrbahnen angeordnet und machen eine Verbreiterung der Brücke über die Länge der Mittel-

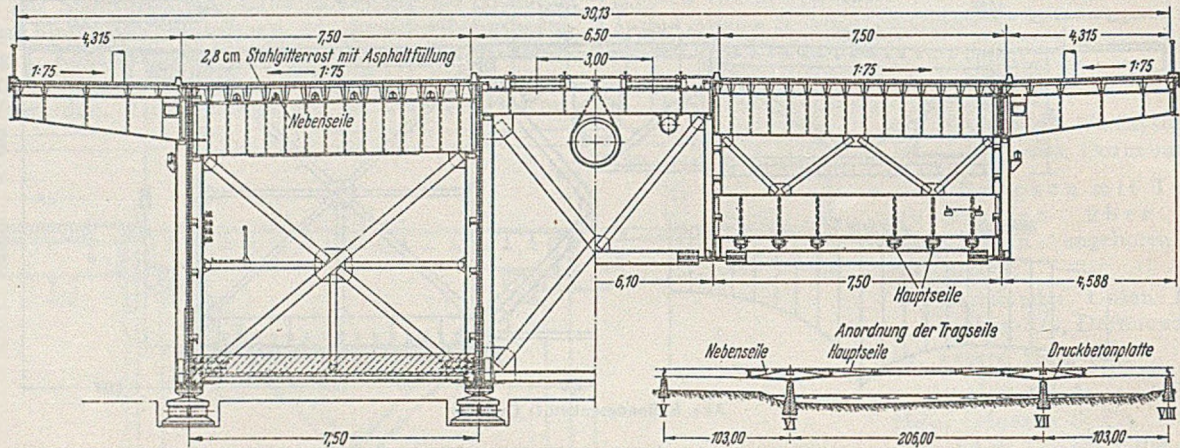


Abb. 11. Sonderentwurf: Demag.

spannt werden. In der statischen Berechnung ist die Bruchsicherheit des Bauwerks nachgewiesen. Die Spannungen aus Windbelastung, Temperatureinflüssen, ungleicher Erwärmung der kräftigen Betondruckplatte und der der Sonnenbestrahlung ausgesetzten Stahlteile müßte noch berücksichtigt werden. Zur Entlüftung der Hohlkasten wird vorgeschlagen, die Belichtungsmasten als Abzugskamine zu benutzen.

öffnung notwendig. Die Verziehung beim Übergang von der schmaleren Fahrbahnbreite in der Seitenöffnung zur breiteren Fahrbahn in der Mittelöffnung und die über die Fahrbahn aufsteigenden Stabbogen beeinträchtigen das Brückenbild und werden beim Befahren der Brücke in unschöner Verkürzung gesehen.

Der Sonderentwurf der Firma C. H. Jucho, Dortmund, in Verbundbauweise (Abb. 14) zeigt ein Hohlkasten-trag-

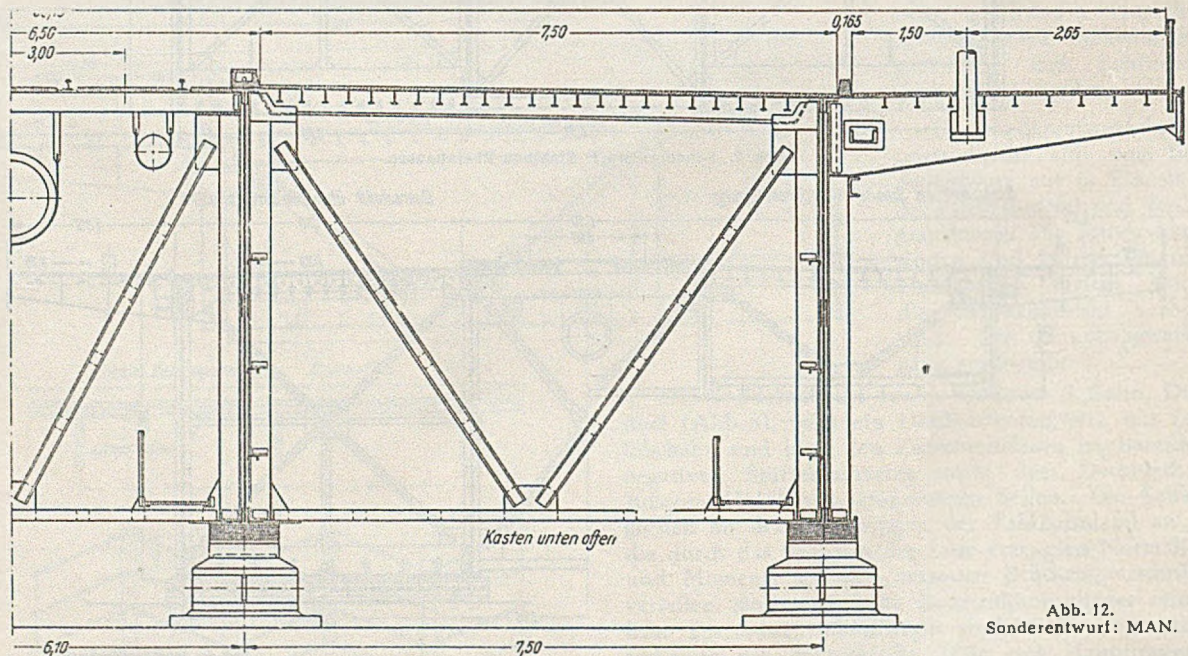


Abb. 12. Sonderentwurf: MAN.

Das von der MAN, Werk Gustavsburg, vorgeschlagene Balkentragwerk wurde in zwei Varianten eingerichtet. Vorschlag A: Torsionssteifer Dreifeldbalken mit geschwungenem Untergurt. Alle Zellen unten offen. Vorschlag B: Hauptträger nahezu parallel geführt und der Schwingung der Fahrbahngradienten angepaßt (Abb.12). Die Stahlkonstruktion ist eingehend durchgearbeitet und in beiden Fällen äußerst sparsam bemessen. Die Hauptträger sind besonders beim Vorschlag B in Brückenmitte wesentlich höher als beim verwaltungssseitigen Entwurf. Die dadurch bedingte Vergrößerung des Längsgefälles der Fahrbahn ist nicht erwünscht.

werk aus sechs Hauptträgern mit Sahlbeton-Fahrbahnplatten, die auf den Obergurten der Stahlträger schubfest verankert sind. Die über drei Öffnungen durchlaufenden Blechträger mit der größten Trägerhöhe in Brückenmitte sind mit kleinen Vouten auf den Strompfeilern gelagert. Durch eine Stützensenkung nach dem Aufbringen und Erhärten der Stahlbetonfahrbahnplatte wird erreicht, daß die positiven und negativen Größtmomente nahezu gleich groß werden. Die Stahlbetonfahrbahnplatte wird im Bereich der negativen Momente auf etwa 200 m Länge mit Seilen vorgespannt. Die Hohlkasten sind durch Kreuzverbände in 24 m Abstand ausgesteift und durch Torsions-

verbände miteinander verbunden. Zur Aufnahme des Winddruckes während der Montage ist ein Montagehilfsverband vorgesehen, der später durch die Stahlbetonfahrbahnplatte ersetzt wird. Für die Montage sind je zwei Stützjoche in den Seitenöffnungen und ein Montagestützpfiler in 85 m Abstand vom rechtsrheinischen Strompfeiler VII vorgesehen. In der Mittelöffnung wird vom Pfeiler VII aus bis zum Montagestützpfiler frei vorgebaut, wobei das Stützmoment (42 000 tm) von dem Stahlquerschnitt allein aufzunehmen ist. Vom Strompfeiler VI und von der Montagestütze aus sind noch je 60 m frei vorzubauen. Nach dem Schluß erfolgt die Aufbetonierung der Stahlbetonfahrbahnplatte. Sie wird nach dem Erhärten mit den unmittelbar unter der Platte angeordneten Seilen im Bereich der negativen Momente auf etwa 200 m Länge auf 100—120 kg/cm² Druck vorgespannt, wobei auch Stahlbauteile mit vorgespannt werden. Dann werden die Behelfsstützen entfernt. Der Bauvorgang erfordert einen Montagestützpfiler im Strombett, der nicht zulässig ist. Außerdem bestanden Bedenken auf Grund ähnlicher Ausführungen, da die vorgesehene Vorspannung eines Stahlverbundträgers nicht die Rissfreiheit der Fahrbahnplatte bringen wird, die sich der Verfasser auf Grund theoretischer Überlegungen vorgestellt hat.

Der Sonderentwurf der Fa. Eggers, Hamburg (Fachwerkbrücke Abb. 15), zeigt ein über drei Öffnungen durchlaufendes, pfostenloses Strebenfachwerk mit parallelen Gurten und 15 m Systemhöhe.

Eine Nachrechnung der Stahlgewichte zeigte, daß sie bei allen Sonderentwürfen um 120 bis 1500 t zu niedrig angegeben und erhöht werden mußten, damit ein Vergleich der Entwürfe auf gleicher Grundlage möglich war.

Auf Grund des Ergebnisses der Ausschreibung wurde der verwaltungsseitige Entwurf mit den von der Fa. Hein, Lehmann & Co. vorgeschlagenen Abänderungen von der Stadtverwaltung zur Ausführung bestimmt und der Wiederaufbau der Strombrücke an die Firmengemeinschaft Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, in Verbindung mit Demag, Duisburg, GHH, Sterkerade, Neußer Eisenbau und J. Gollnow & Sohn zu den Einheitspreisen ihres Angebotes übertragen.

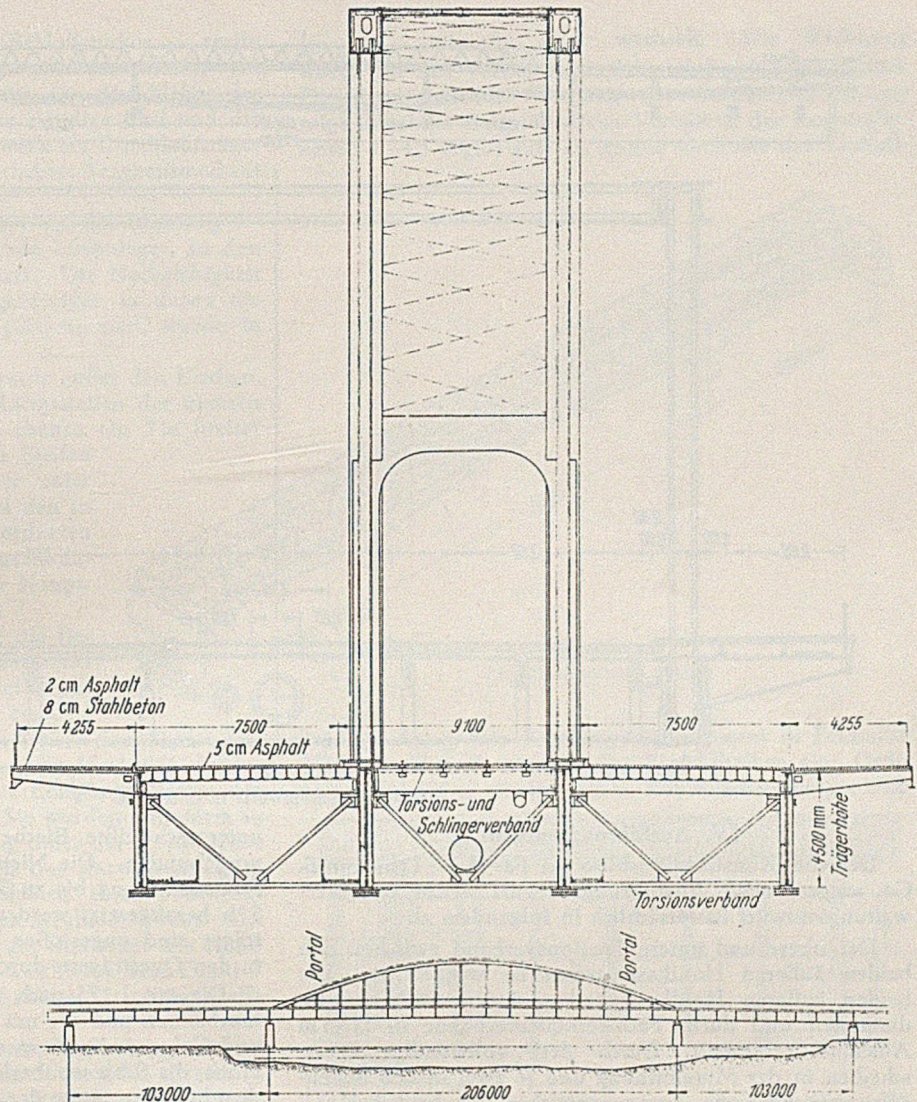


Abb. 13. Sonderentwurf: Dortmunder Union Brückenbau-AG.

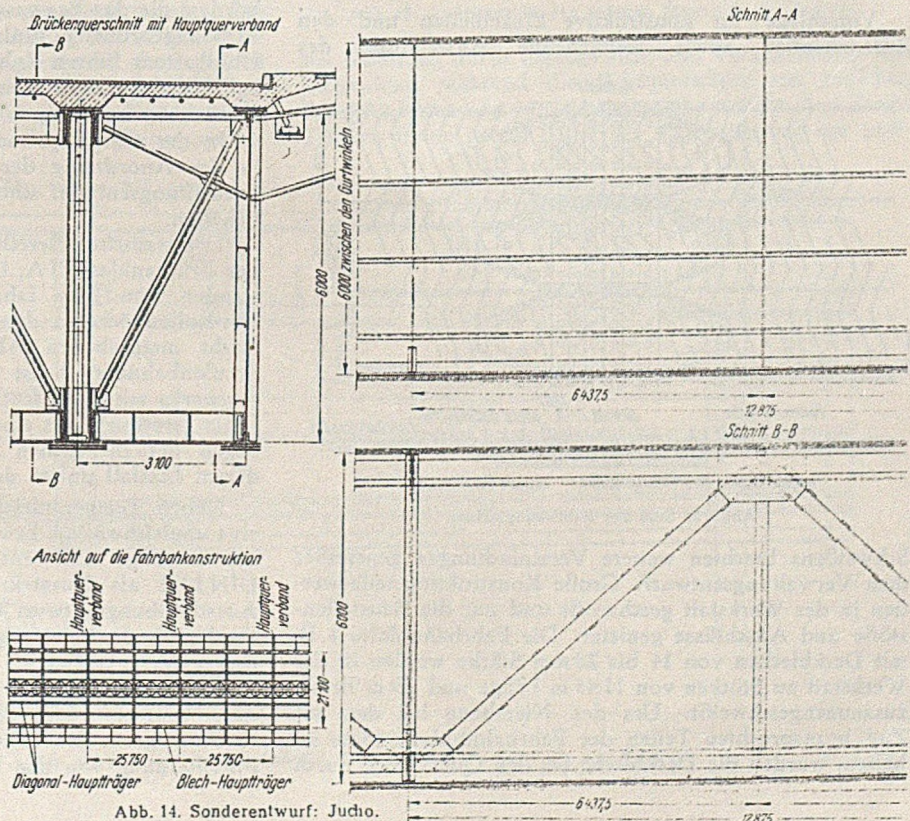


Abb. 14. Sonderentwurf: Jucho.

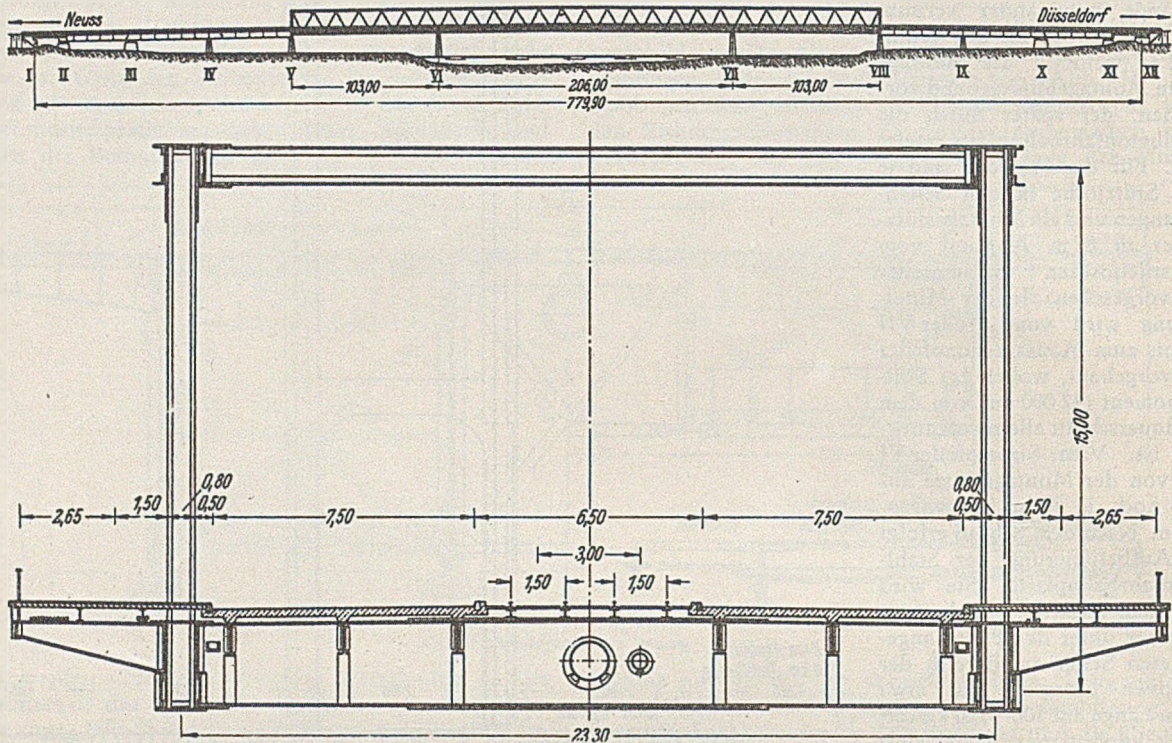


Abb. 15. Sonderentwurf: H. C. Eggers.

IV. Ausführungsentwurf.

Der vom Konstruktionsbüro der Fa. Hein, Lehmann & Co. ausgearbeitete Ausführungsentwurf weicht vom Verwaltungsentwurf hauptsächlich in folgendem ab:

Der obere und untere Torsionsverband zwischen den beiden äußeren Hohlkastenzellen ist weggefallen. Die beiden äußeren Hohlkastenzellen sind in sich verwindungssteif und durch Fachwerkquerverbände in 11,44 m Abstand ausgesteift. Durch drei vollwandige Querscheiben in der Mittelöffnung und je zwei in den Seitenöffnungen wird ein Zusammenwirken der beiden Hohlkastenzellen erreicht.

Vorschläge für konstruktive Einzelheiten und den Zusammenbau sowie weitgehende Anwendung des

untergeschweißte Bleche verstärkt und die Stoßlaschen vorgebunden. Die Nietschwächung, die bei der üblichen Stoßausbildung bis zu 30 % beträgt, konnte dadurch auf 5 % herabgesetzt werden (Abb. 16). Die Fahrbahnträger sind ungestoßen durch entsprechende Ausschnitte in den Querträgern durchgeführt.

Die mit 1 : 75 nach außen quer geneigten Richtungsfahrbahnen und die mit 1 : 75 nach innen geneigten Rad- und Gehwege liegen in den Berührungslinien auf gleicher Höhe, die Schienenoberkante der Straßenbahn 18 cm über dem höchsten Punkt der Fahrbahn. Die Entwässerung erfolgt durch flache Rinnen bei den äußeren Schrammborden, die das Tagwasser nach den in Abständen bis zu 30 m angeordneten Einlaufkästen leiten. Im Innern des Hohlkastens führen Rohrleitungen das Wasser bis außerhalb der Schiffahrtsöffnung, wo es durch senkrechte Rohre abgeleitet wird.

In der Gesamtquerschnittsausbildung, im Längsprofil, in der Anordnung der Steifen usw. wurden die beim Verwaltungsentwurf schon beschriebenen Einzelheiten beibehalten.

Der statischen Berechnung sind außer den Regellasten der Brückenklasse IA, DIN 1072 vom April 1941, in Abständen von 24 m fahrende 70-t-Raupenfahrzeuge und 40-t-Rollenböcke in den von der englischen Besatzungsmacht angegebenen Abmessungen zugrundegelegt. Im Straßenbahnbereich ist für die Berechnung des Haupttragwerks mit einer fortlaufenden Belastung von 1,58 t/m Gleis gerechnet, was einer Vollbelastung mit Stadtwagenzügen der rheinischen Bahngesellschaft entspricht. Für diesen Lastfall durfte deshalb $\varphi = 1,0$ eingesetzt werden.

Neben Temperaturschwankungen von $\pm 35^\circ C$ wurde eine ungleichmäßige Erwärmung des Obergurtes mit $15^\circ C$ berücksichtigt und entsprechend der Neufassung der DIN 1072 als Zusatzkraft behandelt. Gegenüber dem Ausschreibungsentwurf konnte die ständige Last ermäßigt werden, da die Belastung durch das Wasserrohr von 80 cm lichter Weite entfiel.

Die Spannungen im Haupttragwerk sind entsprechend dem Montagevorgang berechnet. Durch den Bauvorgang -- Montage in den Seitenöffnungen auf Gerüsten, der Mittelöffnung von den Strompfeilern aus im Freivorbau

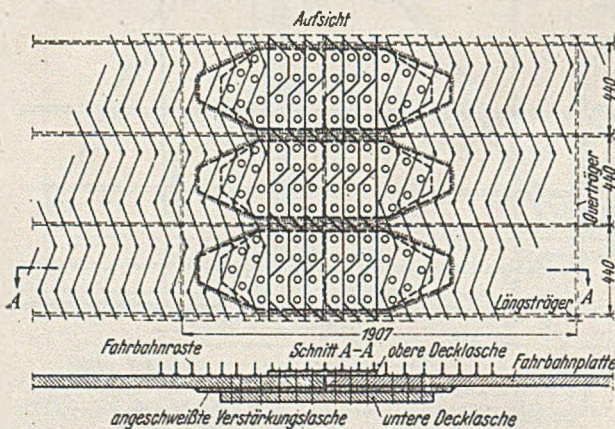


Abb. 16. Stoß der Fahrbahnplatten.

Schweißens brachten weitere Vereinfachungen gegenüber dem Verwaltungsentwurf. Große Konstruktionsteile werden in der Werkstatt geschweißt und nur die Baustellenstöße und Anschlüsse genietet. Die Fahrbahnplatte z. B. mit Deckblechen von 14 bis 28 mm Stärke werden in der Werkstatt zu Stücken von 11,45 m Länge und 7,9 m Breite zusammengeschweißt. Um den Nietabzug bei den auf Zug beanspruchten Teilen der Fahrbahnplatte klein zu halten, wurden die Deckbleche bei den Querstößen durch

einschließlich eines 22 m langen Schlußstückes — ergibt sich für das Eigengewicht der Stahlkonstruktion ein Gerberträger mit zwei Gelenken in der Nähe des Brückenscheitels. Für die restliche ständige Last und die Verkehrslasten ist das Haupttragwerk als Durchlaufträger auf vier Stützen mit stark veränderlichem Trägheitsmoment zu rechnen.

Im statischen System (Abb. 17) ist die Lagerung — auf den Stropfteilern durchgehende Linienlager, an den Enden Einzellager — berücksichtigt. Die Nachgiebigkeit der Querscheiben und der Endquerträger, in denen die Stege des Hohlkastentragwerks gelagert sind, wurde in Rechnung gestellt.

Beim tragenden Querschnitt wurde außer den Blechen, die den Hohlkasten bilden, die Längssteifen der unteren und oberen Platte mitgerechnet, ebenso ein 3 m breiter Streifen des Gehwegbleches ohne Steifen und Randträger. Die Längsträger unter den Straßenbahnschienen sind auf den Abständen von 3,82 m angeordneten Querträgern längsbeweglich gelagert, damit sie sich an der Aufnahme der Hauptträgerspannungen nicht beteiligen.

Besondere Sorgfalt wurde auf die Berechnung der Steifen des Haupttragwerks verwendet. Die lotrechten Aussteifungen außen an den Stegblechen müssen etwa im Rhythmus der schon vorhandenen Steifen der Flutbrücken weitergeführt werden. Im Abstand von 11,44 m sind diese Quersteifen verstärkt, um u. a. die Einspannmomente der Gehwegkonsolen aufzunehmen. Sie wurden außerdem so bemessen, daß ihre Beanspruchung unter der Streckgrenze bleibt, wenn sie beim Ausbeulen des dazwischenliegenden Stegblechfeldes als Druckpfosten eines Fachwerks wirken, dessen Zugdiagonalen das Stegblech bildet. Die Längssteifen liegen durchweg auf der Innenseite des Hohlkastens. Im Bereich der hohen Stegbleche von Punkt 7 bis 11 ist die Höhe durch eine kräftige Hauptlängssteife unterteilt.

Die Fahrbahnplatte ist, wie beim Verwaltungsentwurf als Kreuzträgerrostplatte mit 7,5 m Spannweite gerechnet. Die Fahrbahnquerträger bilden die Rosthauptträger, während in Fahrbahn längsrichtung mit unendlich vielen, unendlich schmalen Rostquerträgern gerechnet wurde. Die Abweichungen gegenüber der Rechnung mit 10 Rostquerträgern, wie sie beim Verwaltungsentwurf durchgeführt wurde, sind gering. Der Abstand der Fahrbahn längsträger und -querträger ist auf der ganzen Brückenlänge gleich, während das Verhältnis der Trägheitsmomente

$J_{\text{Längsträger}}$ zu $J_{\text{Querträger}}$ wechselt. Die Rechnung wurde für das Verhältnis 1 : 4,5 und 1 : 11 durchgeführt. Die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn längsträger zeigt folgendes Beispiel: Beim Verhältnis der Roststeifigkeiten 1 : 4,5 ergibt sich als größte Ordinate der Einfluß-

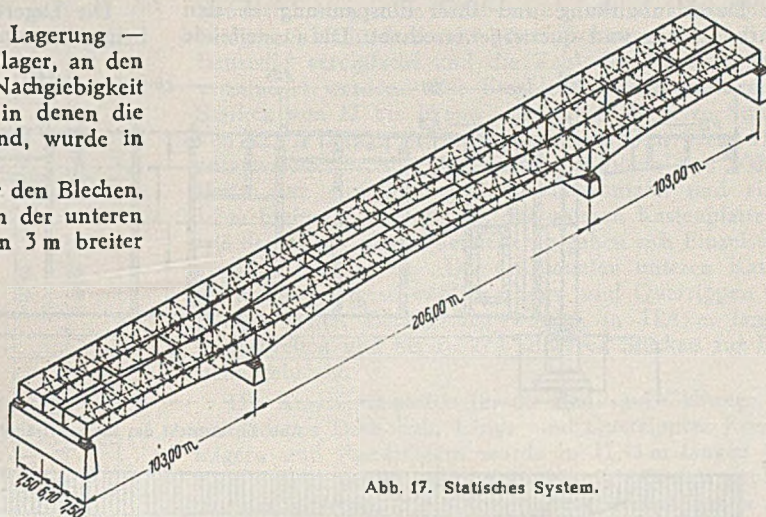


Abb. 17. Statisches System.

linie für das größte Rosthauptträgermoment in Feldmitte 0,767 m, während man für den Einfeldbalken eine Ordinate von 1,875 m erhalten hätte. Die Rosthauptträger sind

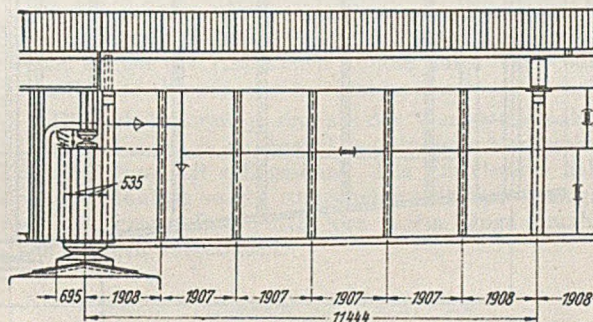


Abb. 18. Außenansicht des äußeren Stegblechs im Endfeld.

bei Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslasten voll ausgenützt, während die Rostquerträger aus örtlichen Fahrzeuglasten nur wenig beansprucht werden. Bei diesen Trägern treten in der Mitte der Fahrbahn fast nur posi-

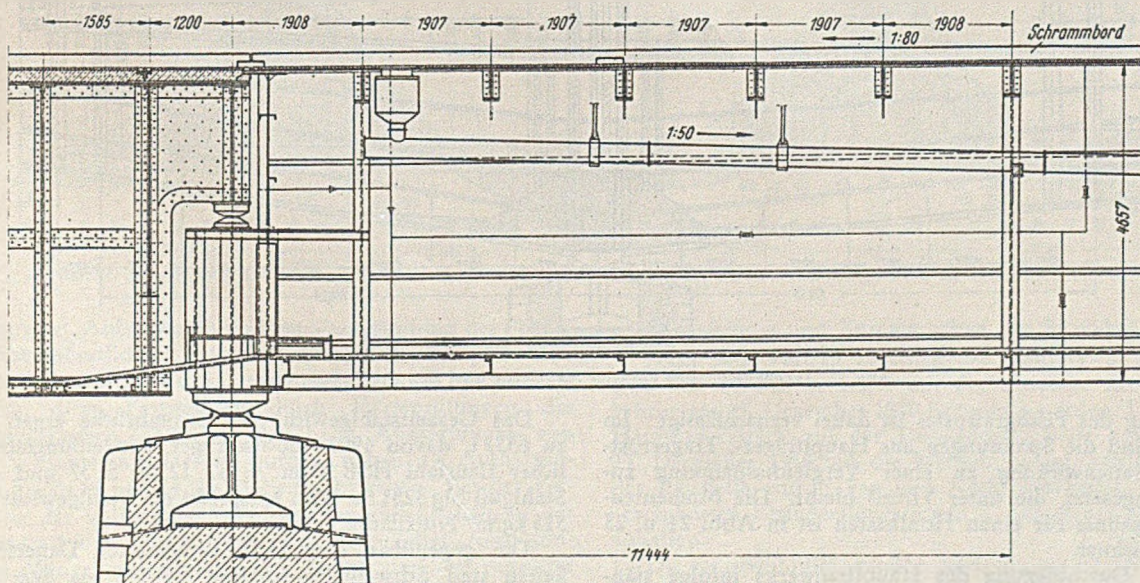


Abb. 19. Innenansicht des äußeren Stegblechs im Endfeld.

tive Momente auf, da ihre Lagerung auf den Rosthauptträgern sehr weich ist. Die örtlichen Spannungen der Rostquerträger werden von den Spannungen, die sie als mitwirkende Teile des Haupttragwerks erhalten, überlagert. Die Beanspruchungen des Fahrbahndeckbleches unter Fahrzeugeinzellasten sind unter Berücksichtigung der Durchlaufwirkung und ihrer Einspannung in den Fahrbahnlängs- und -querträger errechnet. Die aussteifende

durch eine entsprechende Überhöhung bei der Montage ausgeglichen. Bei voller Verkehrslast in der Mittelöffnung ergab die Rechnung eine Scheitelsenkung von 90 cm, d. i. $\frac{1}{230}$ der Spannweite. Die größte Querneigung bei ungünstigster, schachbrettartiger Verkehrsbelastung beträgt nur 0,4 ‰.

Die Lagerung des Haupttragwerks wurde, wie schon beim Verwaltungsentwurf beschrieben, beibehalten.

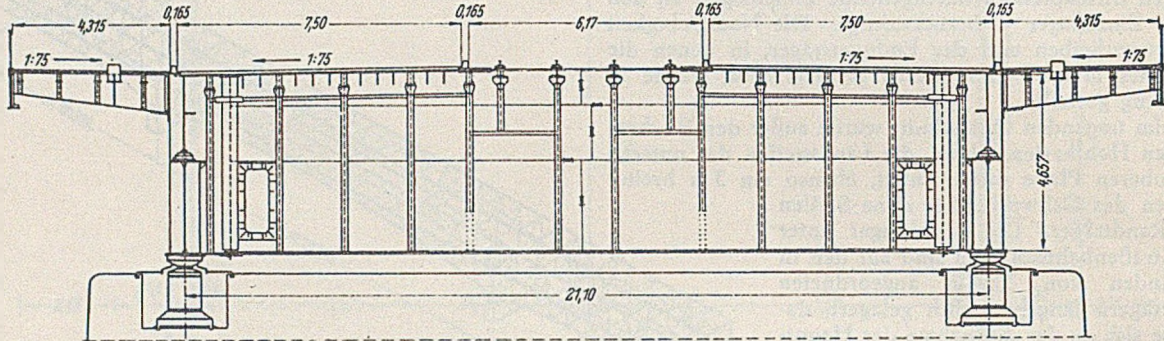


Abb. 20. Ansicht der Endquerträger.

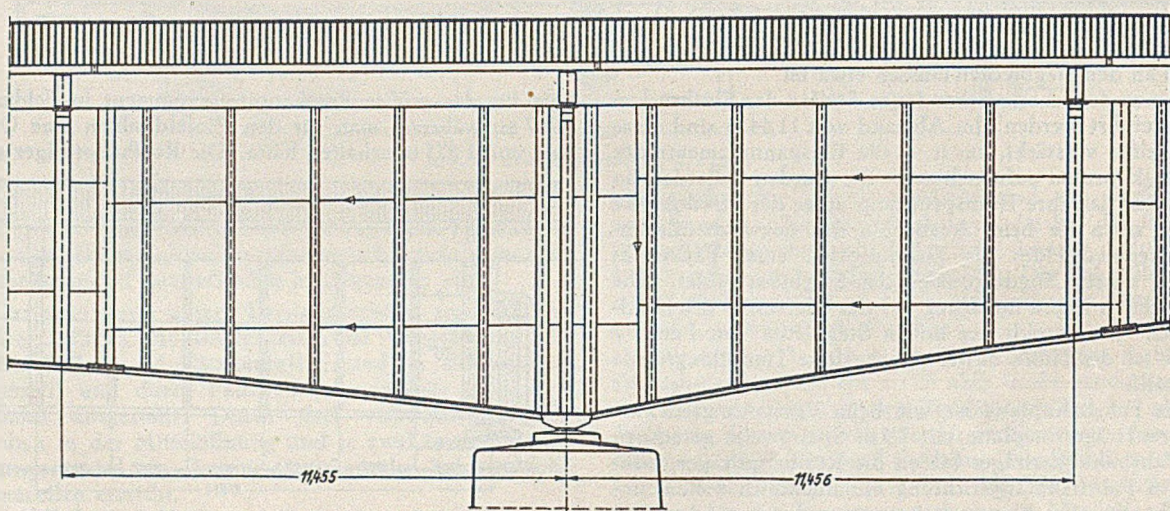


Abb. 21. Außenansicht des äußeren Stegblechs über den Strompfählern.

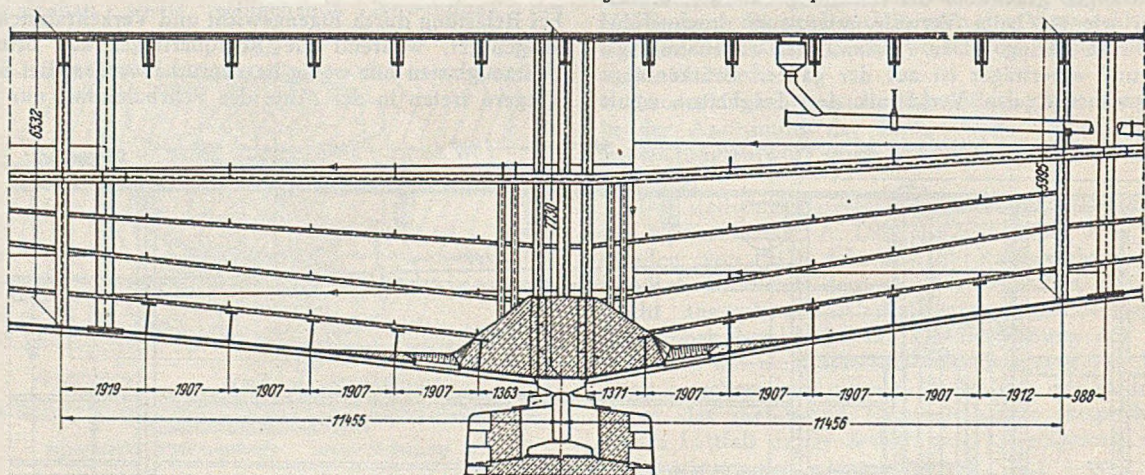


Abb. 22. Innenansicht des äußeren Stegblechs über den Strompfählern.

Wirkung des Fischgrätrostes ist dabei vernachlässigt. Im Blech sind die Spannungen aus Hauptträger-, Trägerrost- und Plattenwirkung zu einer Vergleichsspannung zusammengesetzt, die unter 3 t/cm^2 bleibt. Die Momentendeckungslinie für einen Hohlkasten ist in Abb. 24 u. 25 aufgezeichnet.

Die Durchbiegung des Haupttragwerks infolge ständiger Last ergab sich in Brückenmitte zu 1,5 m und wurde

Das Gesamtstahlgewicht der Strombrücke ergab sich zu 6335 t, davon 4990 t hochwertiger, schweißunempfindlicher Baustahl HSB 50 m. e. S., 1230 t St 37 und 115 t Stahlguß Stg 5281 S. Dem entspricht ein Stahlgewicht von 515 kg/m^2 Nutzfläche.

Die gegenüber dem St 52 verbesserten Dauerfestigkeiten und Schweißigenschaften führten zu dem Entschluß, für die Stahlkonstruktion der Strombrücke den

von den Rheinischen Röhrenwerken AG in Mülheim entwickelten Baustahl St 50 mit erhöhter Streckgrenze zu verwenden. (Lieferwerke: Rheinische Röhrenwerke AG für Bleche, Stahlwerke Grossenbaum AG für Breitflachstahl und Hüttenwerk Hörde AG für Stab- und Formstahl.)

Untersuchungen und Versuche ergaben Zugfestigkeiten von i. M. 55 kg/mm² und Streckgrenzen von 36 bis

die Schrumpfspannungen und Verformungen möglichst klein zu halten.

Im großen Umfang kamen Schweißverfahren nach Ellira und Elin-Hafergut zur Verwendung. Die Lage der Lieferwerke gestattete es, große Einzelstücke bis 23 m Länge, 8 m Höhe und einem Höchstgewicht bis 52 t mit Sonderfahrzeugen im Straßentransport zur Baustelle zu bringen. Dadurch konnte der Zusammenbau auf der Baustelle vereinfacht und die Zahl der Baustellenstöße vermindert werden. Die Stegbleche der Hohlkasten in Stärken von 12 bis 16 mm wurden im Werk zu Stücken von 22,9 m Länge, 1,7 m Breite und bis zu 7,8 m Höhe zusammengeschweißt. Mit einer Kopfplatte von 400 mm Breite zur Auflagerung der Fahrbahtafel und einem 1,7 m breiten Anschlußstück der unteren Kastenplatte sowie den Längs- und Quersteinen ergaben sich Einzelstückgewichte bis zu 52 t. Die gekrümmten unteren Kastenplatten mit aufgeschweißten Längs- und Querrippen und 10 bis 38 mm Deckblechen wurden in 11,45 m langen, 4,5 m breiten und bis zu 27 t schweren Stücken zur Baustelle gebracht.

Die Kragkonstruktion für die Rad- und Gehwege, bestehend aus Deckblech, Längs- und Querrippen, Konsolträgern und Randträgern wurde in 11,45 m langen und 4,5 m breiten Einzelstücken gefertigt. Die Fertigungspläne wurden in gemeinsamen Besprechungen der Firmen aufgestellt. Da ein Zusammenbau der Hohlkasten im Werk wegen Platzmangels nicht möglich war, hat man lediglich die Hauptträgerwände in der Werkstatt zusammengelegt und die Stöße nach rechnermäßiger Überhöhung auf volles Maß aufgerieben. Das Passen der Nietverbindungen zwischen den Seitenwänden und den oberen und unteren Platten der Hohlkasten konnte durch Verwendung von Bohrschablonen gewährleistet werden.

Die Arbeitsvorgänge sind aus den Werkstattaufnahmen (Abb. 26 bis 34) zu ersehen. Die gründliche Vorbereitung der Fertigung hat sich gelohnt. Die Einzelstücke haben bei der Montage so gut zusammengepaßt, daß es möglich war, ein ganzes Brückenfeld von 22,9 m Länge innerhalb von 6 Tagen vorzubauen.

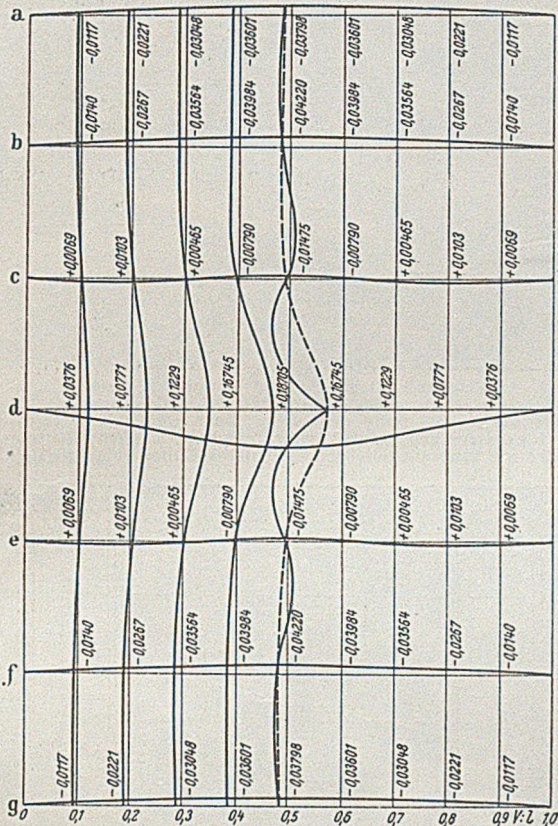


Abb. 23. Einflußfläche der Trägerrostplatte.

Momentendeckungslinie für die Fahrbahtafel

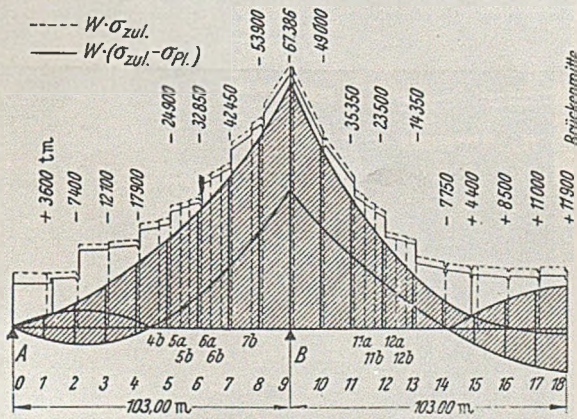


Abb. 24. Momentendeckungslinien für die obere Platte.

Momentendeckungslinie der unteren Platte

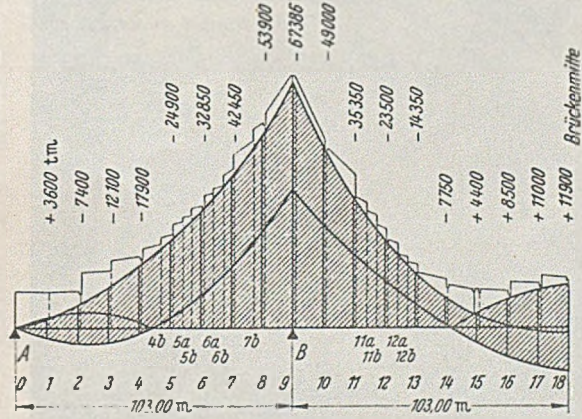


Abb. 25. Momentendeckungslinien für die untere Platte.

40 kg/mm². Aufschweißbiegebogen zur Prüfung der Sprödbruchempfindlichkeit zeigte ein wesentlich günstigeres Verhalten des St 50 m. e. S. gegenüber St 52. Unterstrichen wurde diese Feststellung durch Härteprüfungen der Schweißraupen. Während bei St 52 Aufhärtungen von 90 Hv-Einheiten gemessen wurden, haben die Aufhärtungen bei St 50 nur 44 Hv-Einheiten betragen. Bei der Fertigung der vollkommen geschweißten Brückenteile in der Werkstatt sind weder Risse noch Porenketten, noch sonstige Mängel aufgetreten. Vor Beginn der Fertigung der Stahlbauteile wurde die Schweißfolge genau festgelegt, um

Aufstellung und Zusammenbau der Strombrücke.

Nach dem Vertrag zwischen der Stadtverwaltung und den Stahlbauunternehmen sollte mit der Montage der Strombrücke am 15. Dezember 1950 begonnen werden. Das erste Hauptträgerstück auf der Düsseldorfer Seite konnte am 23. Dezember 1950 auf die Rüstung gelegt werden. Auf der Baustelle wurde Tag und Nacht gearbeitet, um den vereinbarten Fertigstellungstermin 8. September 1951 einzuhalten.

Die ungewöhnlich großen und bis zu 52 t schweren Konstruktionsteile wurden im Werk auf Spezialfahrzeu-

gen mit 48 gummibereiften Rädern flach verladen, unter Geleit auf den Straßen zu den Brückenrampen gefahren (Abb. 35) und vor der Brücke mit elektrisch betriebenen, die ganze Rampenbreite überspannenden Portalkranen aufgerichtet gelagert (Abb. 36). Von den Lagerplätzen aus wurden die Stücke auf Transportwagen abgesetzt und auf den vorgestreckten Straßenbahngleisen mittels elektrischer

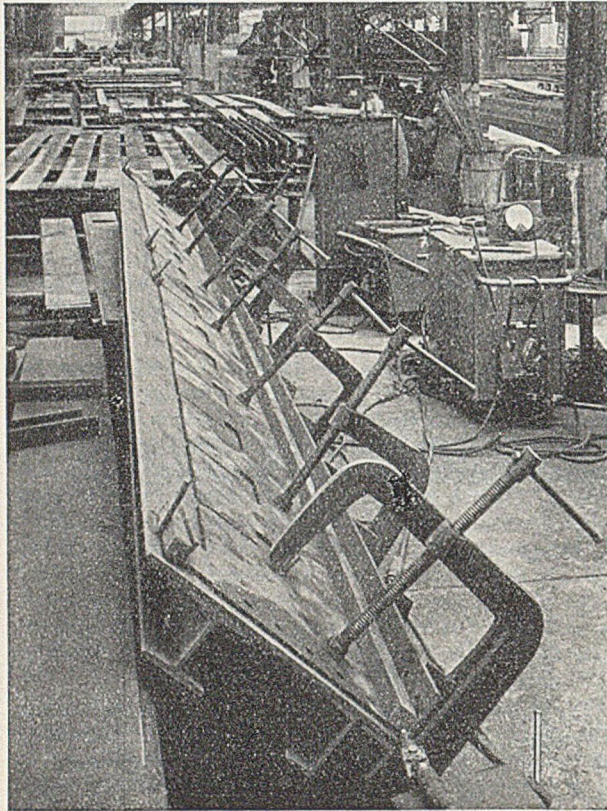


Abb. 26 Schweißen von Kehlnähten nach dem Elin-Hafergut-Verfahren.

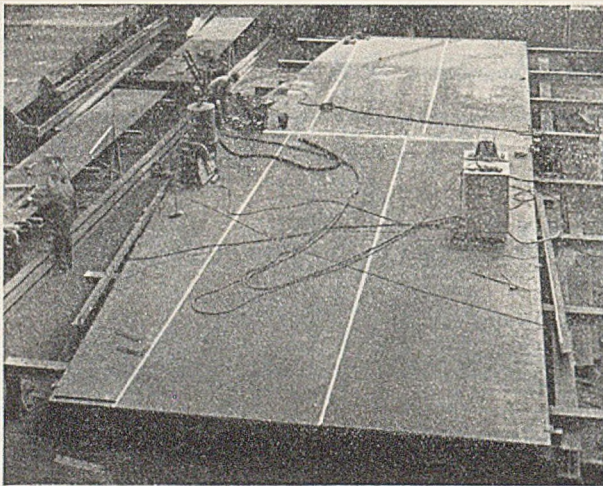


Abb. 27. Arbeitsplatz 1. Die Stumpfstöße der Stegbleche und der Gurtungen werden einschließlich der Wurzellage fertig verschweißt. Nach dem Schweißen der Stegbleche werden diese angezeichnet, die obere und untere Stegblechkante mit der Maschine gebrannt und die Brennschnitte leicht abgeschmirgelt.

Winden zum Vorbauort vorgezogen (Abb. 37). Die Vorbaukrane hoben die Stücke vom Transportwagen und bewegten sie frei schwebend über die Einbaustelle. Jeder Vorbaukran bestand aus zwei fahrbaren Einzelderricks mit je 55 t Tragkraft, die an den Köpfen der Drehsäulen durch einen Fachwerkrigel verbunden waren.

Der Montageplan (Abb. 41) gibt eine Übersicht über die Montagevorgänge. An den Seitenöffnungen wurden

die ersten drei Felder der 22,9 m langen Hohlkasten auf je drei Hilfsjochen (Abb. 39) in der Reihenfolge — äußere Kastenwände, innere Kastenwände, Bodenplatte,

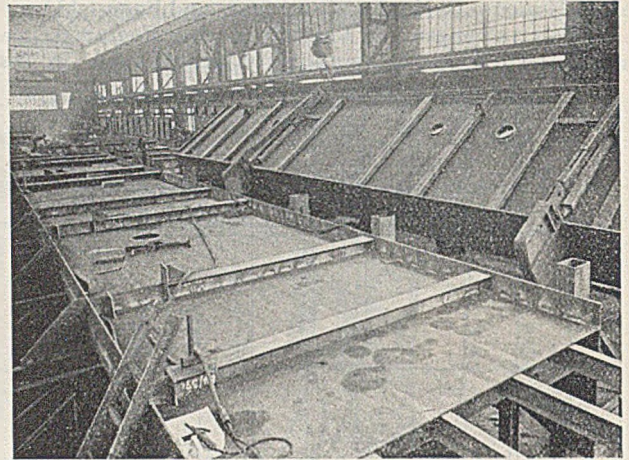


Abb. 28. Arbeitsplatz 2. Stegbleche und Gurtplatten werden in einer Vorrichtung zusammengebaut, die äußeren Aussteifungen angeheftet und die obere Seite fertig geschweißt. Dann werden die Träger in einer Kippvorrichtung um 90° gedreht und die unteren Querträgerstücke und Längsaussteifungen des unteren Gurtes aufgeschweißt.

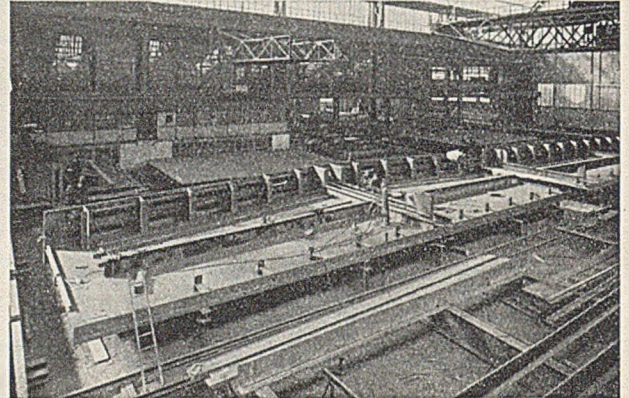


Abb. 29. Arbeitsplatz 3. Die Seitenwände werden weiter um 90° gedreht und die Kehlnähte auf der Innenseite zwischen Gurt und Stegblech gelegt, die Längsaussteifungen und Querträgeranschlüsse angebaut und verschweißt.

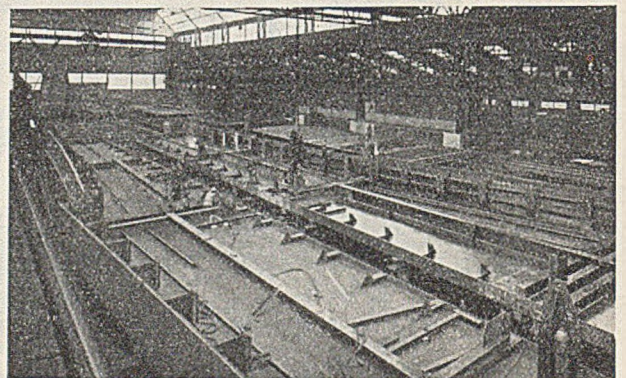


Abb. 30. Arbeitsplatz 4. Hier werden die Träger gestoßen und nach Einrichten der Überhöhung unter Verwendung der Stoßlaschen als Schablone gebohrt. Anschließend erfolgen die letzten Nacharbeiten. das Säubern der Hauptträger, der Anstrich und das Verladen.

obere Deckplatte — zusammengebaut, ausgerichtet, verschraubt und vernietet, dann durch Anheben der geschlossenen Kastenteile mit hydraulischen Pressen die rechnermäßigen Überhöhungen hergestellt und zum Schluß die Stöße über den Jochen abgenietet. Beim anschließenden Freivorbau der Felder 6 bis 8 wurden die Seitenwände als Kragträger von 22,9 m Länge mit Paßschrauben an das fertige Kastentragwerk angeschlossen

und nach dem Einbau der unteren und oberen Platte von 11,45 m Länge mit den Auslegern des Vorbaukranes so weit angehoben, daß das Einspannmoment aufgehoben wurde. Die hierzu erforderliche Kraft wurde mit einer am Vorbaukran angebrachten geeichten Federmeßvorrichtung (Abb. 42) kontrolliert, so daß eine Überbeanspruchung des Kranes vermieden werden konnte. Die als Kragträger vorgebauten Seitenwände wurden gegen Wind durch waagrechte Hilfsfachwerkträger am Obergurt gesichert und die Innenstegwände durch einen Behelfsverband zu einer Windscheibe verbunden. Vor und nach

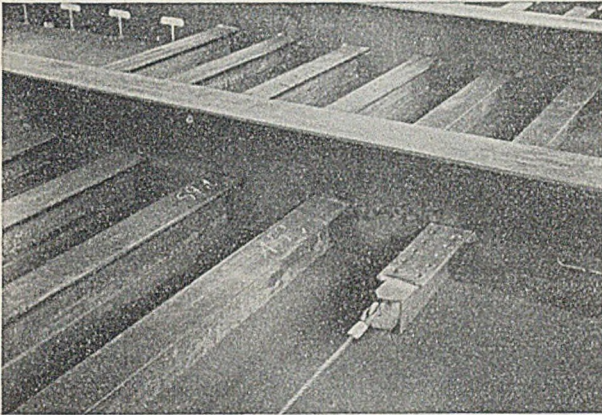


Abb. 31. Arbeitsplatz 1'. Die Plattenbleche werden zusammengebaut, beiderseitig nach dem Ellira-Verfahren verschweißt und auf eine Zusammenbauvorrichtung gelegt. Die vorgearbeiteten Querträger werden aufgesetzt und die Längsträger nacheinander durch die Ausschnitte der Querträgerbleche gezogen.

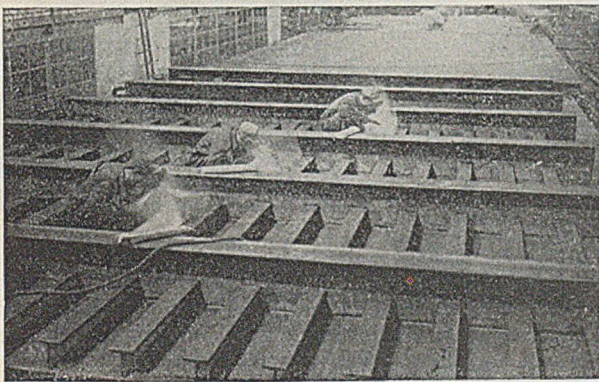


Abb. 32. Arbeitsplatz 1. Die Quer- und Längsträger werden von der Mitte aus beginnend mit dem Fahrbahnblech verschweißt. Dann werden die Platten hochkant gestellt und die Verbindungsnähte zwischen Quer- und Längsträger gezogen.

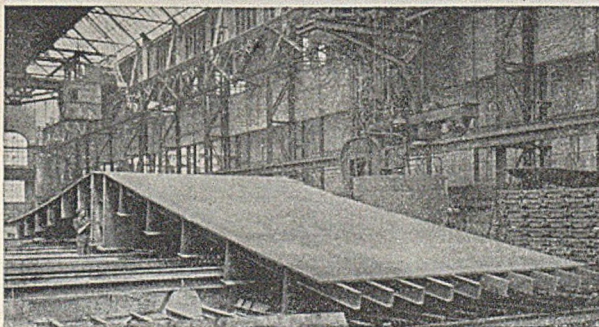


Abb. 33. Pfeilerstücke der unteren Platten in der Werkstatt.

dem Vernieten des gesamten Stoßes an der Einspannstelle wurde die Höhenlage des freien Kragträgerendes durch Feinnivellement festgestellt.

Nachdem im Freivorbau die Strompfeiler erreicht und die schweren Stücke der Felder 8 bis 10 auf die zuvor aufgebrauchten Stahlgußlager abgesetzt waren, konnte Mitte Mai 1951 mit dem Freivorbau in der Mittelöffnung von den Strompfeilern her begonnen werden. Die be-

weglichen Pendellager auf dem linksrheinischen Strompfeiler wurden während des Freivorbauens mit kräftigen Hilfskonstruktionen festgelegt. Der Bauvorgang und die Baufortschritte sind aus den Abb. 43 bis 45 zu ersehen. Als der Vorbau bis Punkt 12 bzw. 12' gediehen war, konnten die entlasteten Hilfsjoche in den Seitenöffnungen abgebrochen werden. Nachdem die Vorbau spitzen die Punkte 17 bzw. 17' erreicht hatten, wurden die Vorbaukräne zurückgefahren und abgebaut und sodann die Maß-

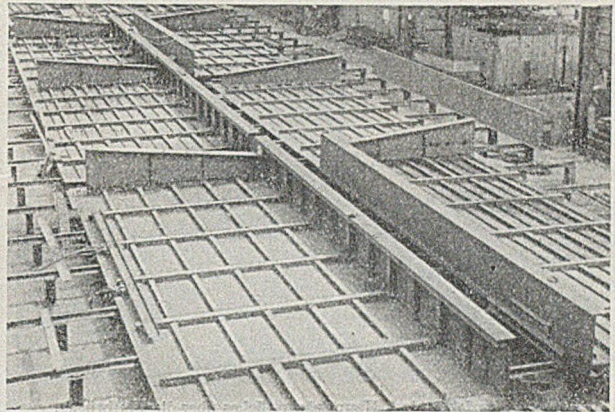


Abb. 34. Gehwegplatten mit Randträgern und Konsolen.

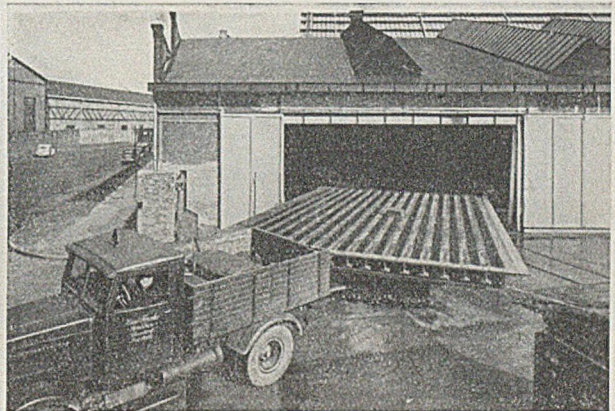


Abb. 35. Fahrbahnplatte beim Verlassen der Werkstatt.

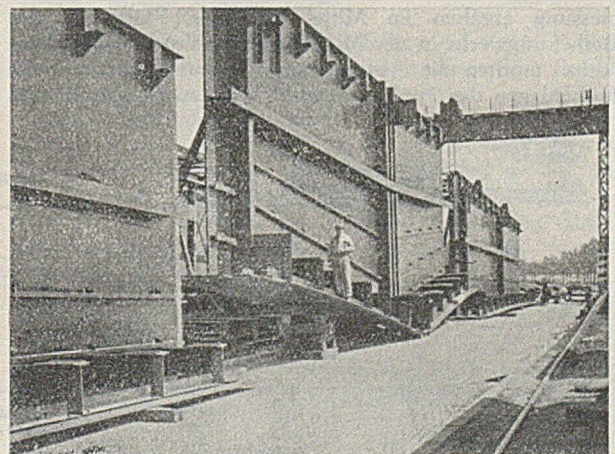


Abb. 36. Aufgerichtete Hauptträgerstücke auf dem Lagerplatz.

nahmen zum Hochziehen und Einbauen des Schlußstückes getroffen.

Mehrere hundert Meter stromab bot sich auf der rechten Rheinseite an dem früheren Liegeplatz der Petroleumschiffe eine günstige Gelegenheit, um die Schlußstücke zusammenzubauen. Am Deichfuß wurde ein Schwenkmast mit 20 t Tragkraft und 25 m Ausladung aufgestellt, mit dem die auf der Straße angefahrenen Einzel-

stücke auf 2 aus je 18 Fährpontons und einer Plattform aus Walzträgern bestehenden Flöße umgeladen wurden. Auf jedem Floß wurde ein 22,9 m langes und rund 100 t schweres Kastenstück zusammengebaut, mit Schleppern unter die Einbaustelle geschwommen und an 4 Punkten gefaßt, mit Seilwinden hochgezogen (Abb. 46 u. 47). Während des Einschwimmens und Hochziehens der Kasten war ein Wahrschaudienst eingerichtet.

änderte. Da das bewegliche Lager auf dem linksrheinischen Strompfeiler für den Freivorbau festgemacht und der Kragträger von vornherein um 7,8 cm gegen Neuß ver-

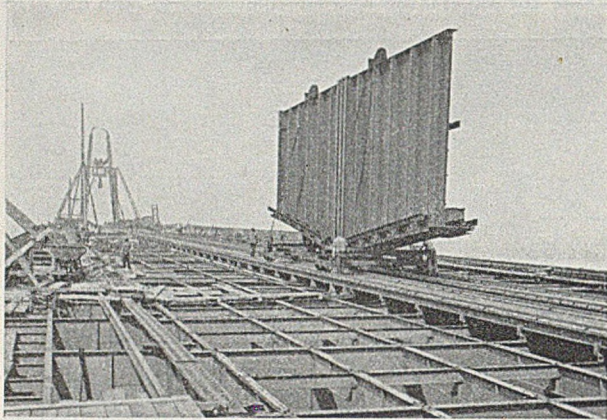


Abb. 37. Vorziehen eines Hauptträgerstückes über die Flutbrücke.

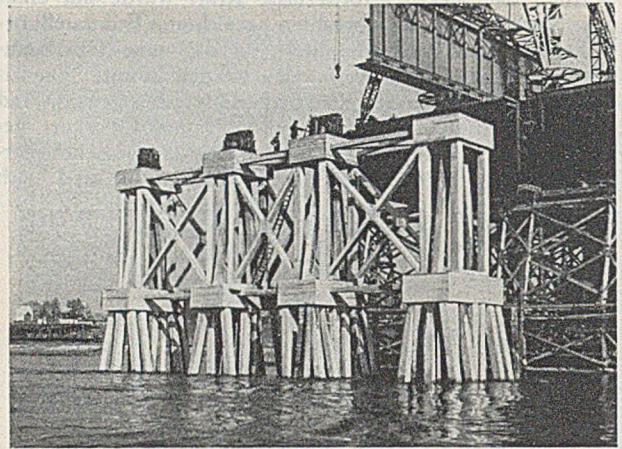


Abb. 39. Stahlbetonjoch bei Punkt 6'.

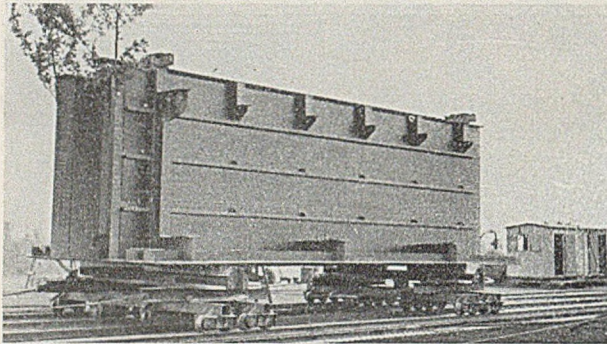


Abb. 38. Vorziehen der zwei letzten Hauptträgerstücke zur Einbaustelle.

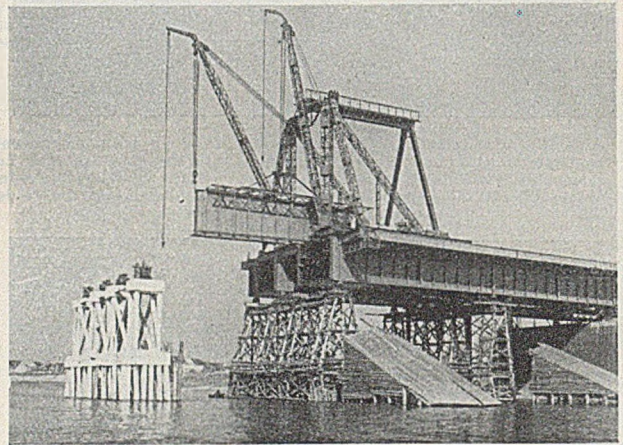


Abb. 40. Vorbau auf Hillsjochen in der rechtsrheinischen Seitenöffnung.

Dem Einbau der Schlußstücke gingen genaue Vermessungen voraus. Drei trigonometrische und eine Drahtmessung ergaben im Mittel 206,020 m Stützweite des Balkentragwerks in der Mittelöffnung. Vor dem Brückenschluß mußten die Abstände der Vorbauspitzen und die Höhenlagen der Punkte 17 und 17' genau festgestellt und

schoben war, um den Längenänderungen der Kragarme durch Temperatureinflüsse Rechnung zu tragen, mußte noch ein Spielraum zum unbehinderten Einziehen der Schlußstücke vorgesehen werden. Nach Beendigung des Hubvorganges wurden die Stöße auf der Düsseldorfer Seite in Punkt 17' gebohrt, verschraubt und abgenietet.

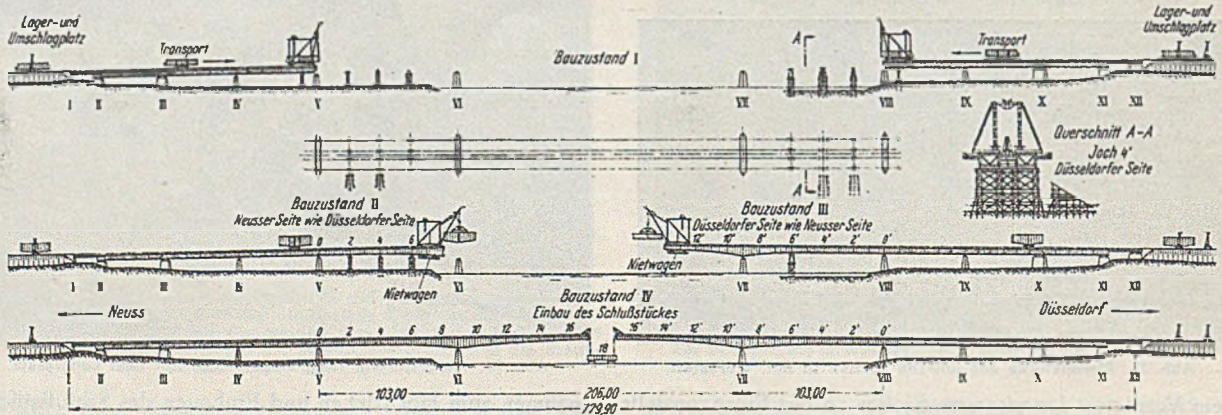


Abb. 41. Montageplan, Übersicht.

die kleinen, unvermeidlichen Höhenunterschiede der Endpunkte 17 und 17' der Kragarme durch Lastverlagerung ausgeglichen werden. Die Höhenmessungen konnten nur bei bedecktem Wetter durchgeführt werden, weil Sonnenbestrahlung die Höhenlage der Kragträger laufend ver-

sodann mit Hilfe von hydraulischen Pressen und einer zug- und druckfesten in Brückenlängsrichtung beweglichen Verbindung die Neußer Brückenhälfte herangezogen und der Spalt in Punkt 17 geschlossen, nachdem vorher die Pendellager auf Strompfeiler VI freigesetzt waren.

Wegen der großen Verformungen des schlanken Kastentragwerks beim Freisetzen in den Seitenöffnungen und beim Freivorbau in der Mittelöffnung konnten die Schienenlängsträger der Straßenbahn, die Randträger und

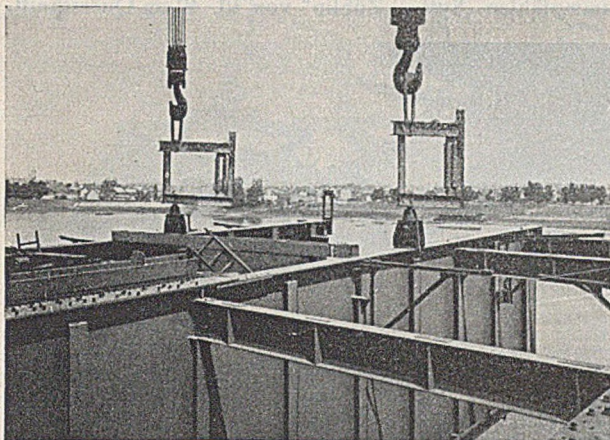


Abb. 42. Federmeßvorrichtung.

das Gelände erst nach dem Brückenschluß ausgerichtet und vernietet werden.

Mit den Restarbeiten, wie Einbau der Entwässerungseinrichtungen, der Fahrbahnübergänge zu den Flutbrücken, der Beschichtungsstege, der offenen Stahlgitterroste, der Aufstellung und Befestigung der Maste für Beleuchtung und Straßenbahnüberleitungen, waren die vertraglichen Leistungen der am Bau der Strombrücke beteiligten Stahlbauunternehmen abgeschlossen.

Nach Abzug der Wartezeiten, die durch die Schwierigkeit in der Lieferung des Stahles St 50 entstanden sind,

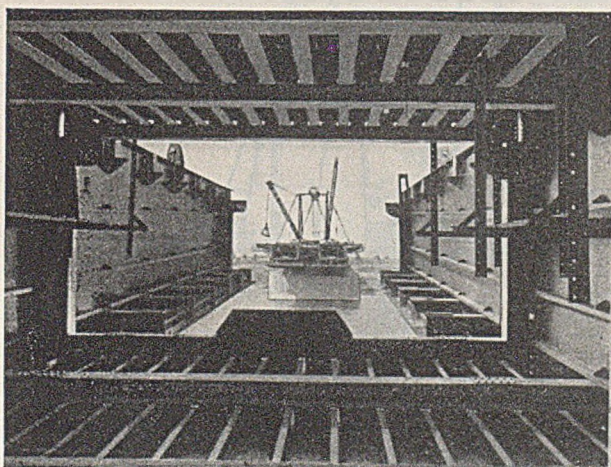


Abb. 44. Innenaufnahme aus dem Hohlkasten heraus.

ist die Stahlkonstruktion der Strombrücke in einer reinen Montagezeit von 8 Monaten erstellt worden.

Die Gußasphaltbeläge auf den Straßenfahrbahnen, Rad- und Gehwegen wurden von der Firma Gesellschaft für Teerstraßenbau, Essen, aufgebracht, so daß das betriebsfertige Bauwerk am 17. November 1951 für den Verkehr freigegeben werden konnte.

V. Wiederherstellung der beschädigten Pfeiler und Instandsetzung der Deich- und Flutbrücken.

Vor dem Wiederaufbau der Strombrücke mußte der durch Sprengung zur Hälfte zerstörte, im übrigen stark beschädigte Strompfeiler VI wiederhergestellt werden. Der stehengebliebene Pfeilerteil enthielt noch eine Sprengladung, die vorsichtig ausgebaut werden mußte. Die Sprengschäden erstreckten sich am südlichen Pfeilervorkopf bis 80 cm tief unter Mittelwasser. Nach der Ausräumung der Trümmer wurde die Pfeilerbaugrube mit einer Stahlspundwand umschlossen, der beschädigte Teil des Pfeilers unter Wasserhaltung treppenförmig bis auf den gesunden Beton abgetragen und in Stahlbeton mit vorgemauerten Basaltlavaquadern in der alten Form wiederhergestellt. Einzelheiten des Bauvorgangs sind in den Abb. 48, 49 und 50 zu sehen. Der Pfeiler in seiner jetzigen Gestalt ist 1,5 m niedriger als der alte. Die Auflagerbank aus Stahlbeton mußte zur Aufnahme der durchgehenden Linienschiene des Hohlkastentragwerks ganz erneuert werden. Einfacher waren die Arbeiten an dem wenig beschädigten Strompfeiler VII, die im wesentlichen aus dem Abbruch des Pfeilerkopfes und der Neuherstellung der Auflagerbank bestanden. Mit der Ausführung

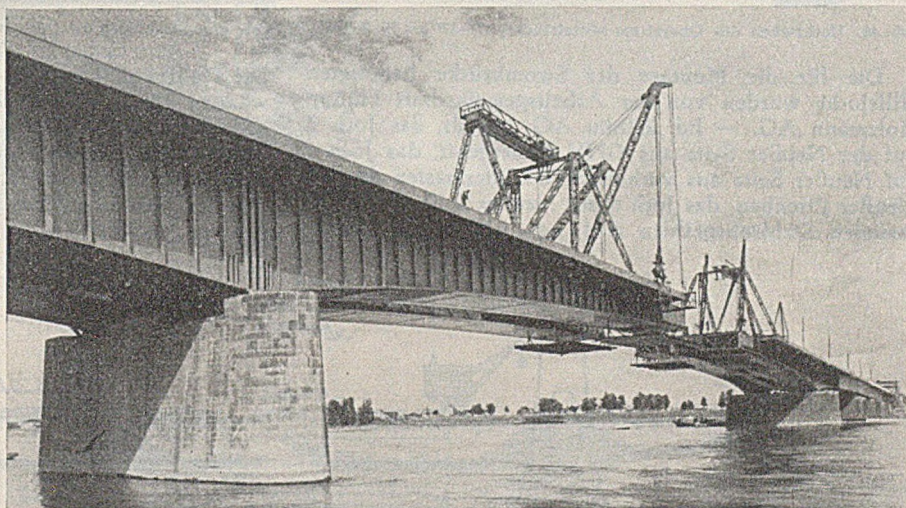


Abb. 43. Beldersseitiger Freivorbau.

der Bauarbeiten an den Strompfeilern VI und VII war die Arbeitsgemeinschaft Philipp Holzmann AG. — Ed. Züblin AG, Düsseldorf betraut.

Die stählernen Überbauten der Deich- und Flutbrücken wurden durch die Firmen Neußer Eisenbau und Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho instand gesetzt, angehoben und ausgerichtet. Statt der alten Buckelblechfahrbahn mit schwerer Pflasterdecke wurde eine Stahlbetonfahrbahnplatte ausgeführt (Abb. 51, 52, 53), die auf

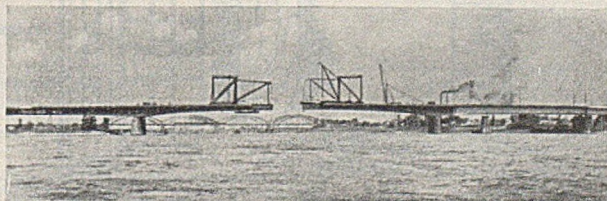


Abb. 45. Ende des Freivorbaues.

den Stahllängsträgern schubfest verankert ist. Die Stahlbetonfahrbahnplatte ist quer gespannt und auf den Längsträgern elastisch gestützt. Über den steifen Querträgern in 9,5 m Abstand sind Fugen angeordnet, die mit Kupferblechschleifen und Bitumenvergüß abgedichtet wurden. Auf der Fahrbahnplatte ist ein fugenlos durchgehender 3 cm starker Asphaltbelag aufgebracht. Mit dem in Korn-

größen 0—3, 3—7 und 7—30 mm getrennt angelieferten Rheinkies und 325 kg/m³ Eisenportlandzement vom Hüttenwerk Oberhausen wurde durch Rüttelverdichtung eine Betongüte B 400 erzielt. Trotz der gesteigerten Verkehrslasten konnte eine Verstärkung der Stahlkonstruktion vermieden werden.

Insgesamt sind 2300 m³ Beton und 160 t Betonstahl I in der Zeit von März bis August 1950 verarbeitet worden. Die Bauarbeiten wurden von der Arbeitsgemeinschaft Ing. Meyer u. Wiesner — Beton- und Monierbau AG. in Düsseldorf ausgeführt.

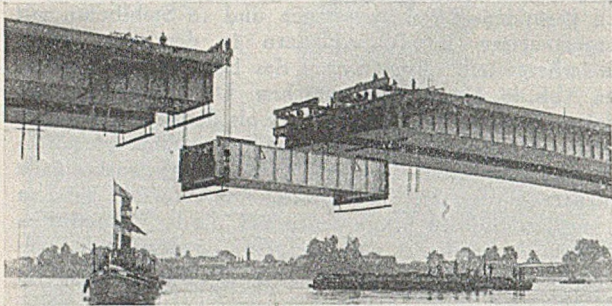


Abb. 46. Hochziehen des Oberstrom-Mittelstückes 17—17' am 19. 9. 1951.

Die Joche 2' und 4' auf der Düsseldorfer Seite wurden als Holzgerüste auf Rampo Pfählen ausgeführt, auf denen zur Verteilung der Lasten Stahlträgerroste liegen. Das Markanteste dieser Hilfsbauwerke war das Stahlbetonjoch 6', gegründet auf 56 rund 13,5 m langen Stahlbetonramppfählen „System Züblin“ von 40 · 40 cm Querschnitt.

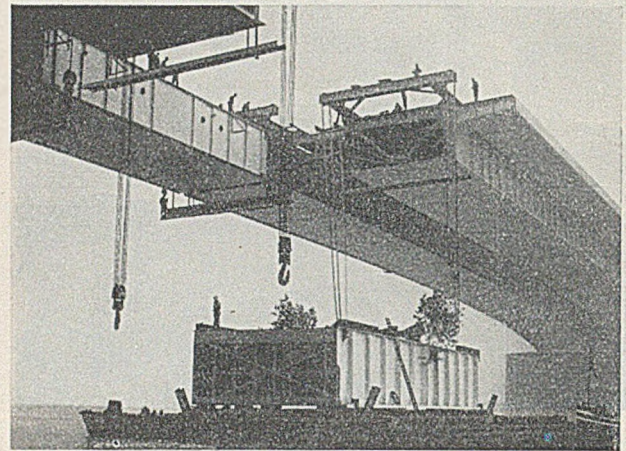


Abb. 47. Anschlagen des Unterstrom-Mittelstückes 17—17' am 21. 9. 1951.

Die für die Montage der Strombrücke benötigten Hilfsjoche wurden von der Arbeitsgemeinschaft Philipp Holzmann AG. — Ed. Züblin AG. erstellt, das Joch 2 auf der Neußer Seite aus GHH-Pfeilergerät, das Joch 4 auf Neußer Seite aus vorhandenen Gittermasten der Fa. Neußer Eisenbau, das Joch 6 auf Neußer Seite aus 24 gerammten Stahlrohrpfählen \varnothing 419 mm mit 9,5 mm Wand-

Die Pfahlbündel wurden in 4 Gruppen unter den Kastenwänden des Stahltragwerks aufgeteilt und oben mit 1,2 m dicken Stahlbetonplatten zusammengefaßt. Der 7,2 m hohe Oberteil des Gerüsts aus Stahlbetonfertigteilen ist mit aufbetonierten Kopfplatten verbunden (vgl. Abb. 39 und 40). Soweit erforderlich, wurden die Joche durch Eisbrecher geschützt.

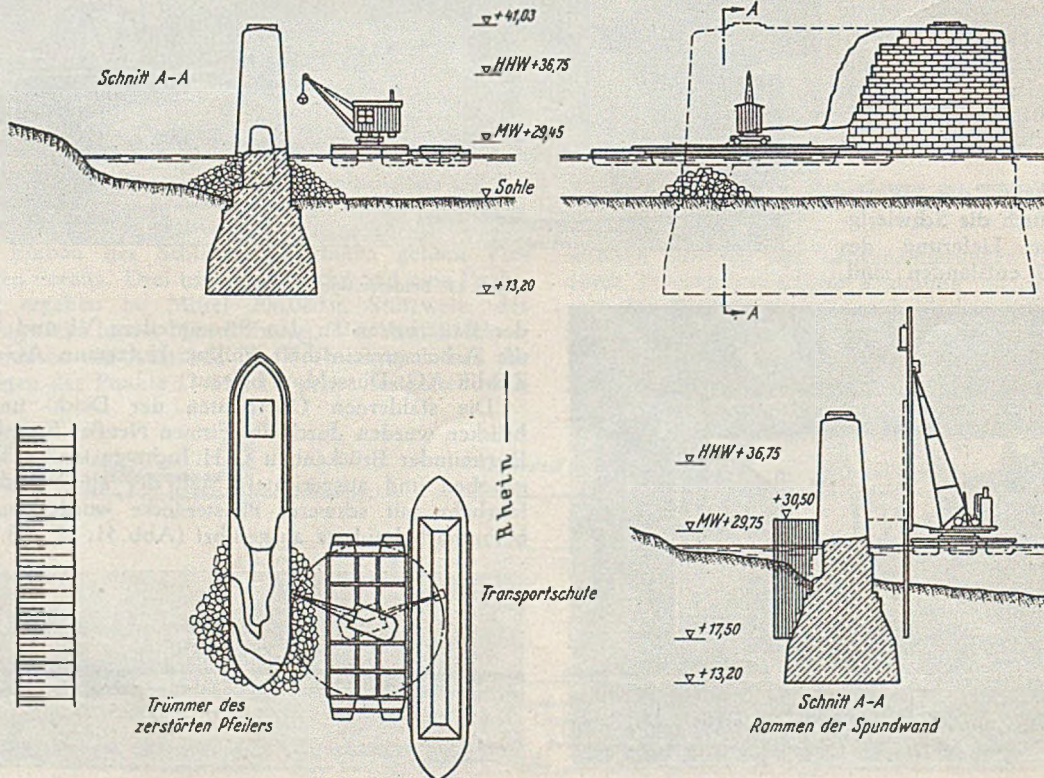


Abb. 48. Trümmerräumung am Pfeiler VI. Rahmen der Spundwände.

stärke und 95 t Tragfähigkeit. Die Joche 2 und 4 stehen auf 16 bzw. 32 gerammten Holzpfählen \varnothing 28 cm, deren Tragfähigkeit durch Probelastung eines Pfahles zu 42 t festgestellt wurde. Die Pfahlköpfe sind in eine 70 cm dicke, auf die ganze Jochbreite durchgehende, unter Gelände liegende Stahlbetonplatte eingebunden.

Flut- und Deichbrücken.

Die linksrheinischen Überbauten waren durch die Sprengung von ihren Lagern abgestürzt und Teile des Hauptträgers, der Fahrbahn- und Gehwegkonstruktion so stark beschädigt, daß sie ausgebaut und erneuert werden mußten. Die rechtsrheinische Flutbrücke zwischen

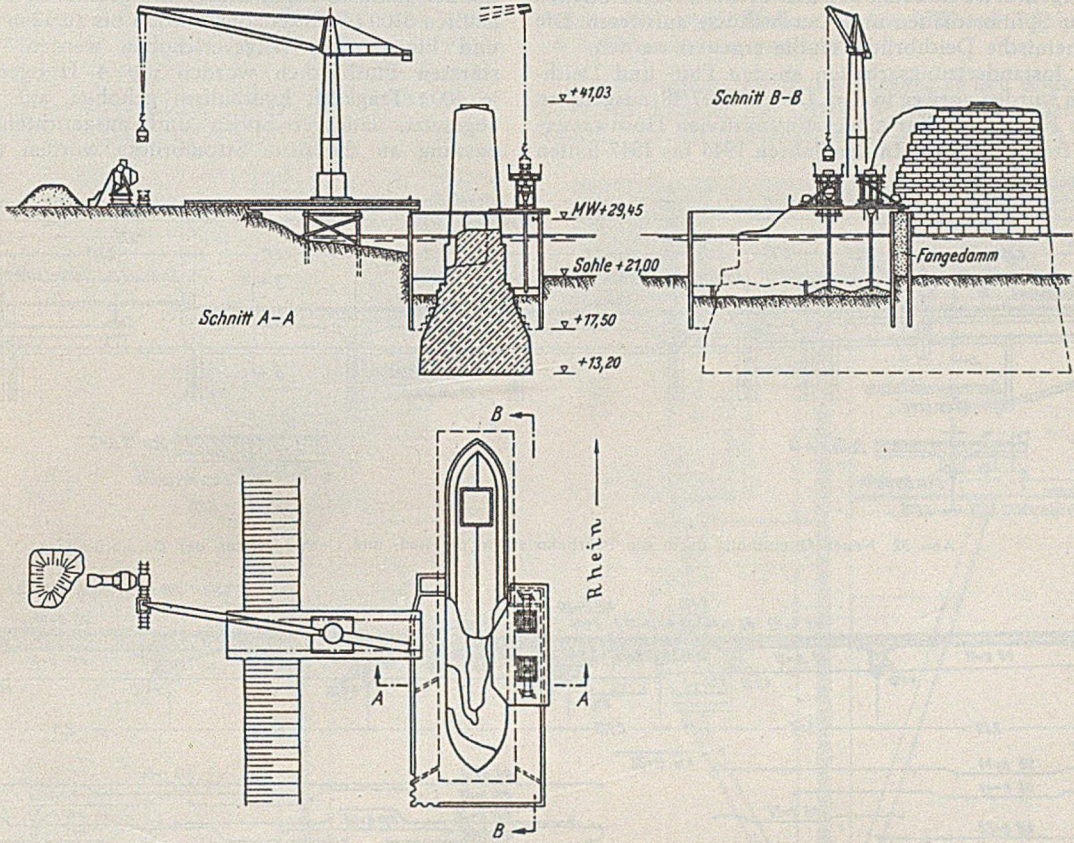


Abb. 49. Einbringen des Unterwasserbetons am Pfeiler VI.

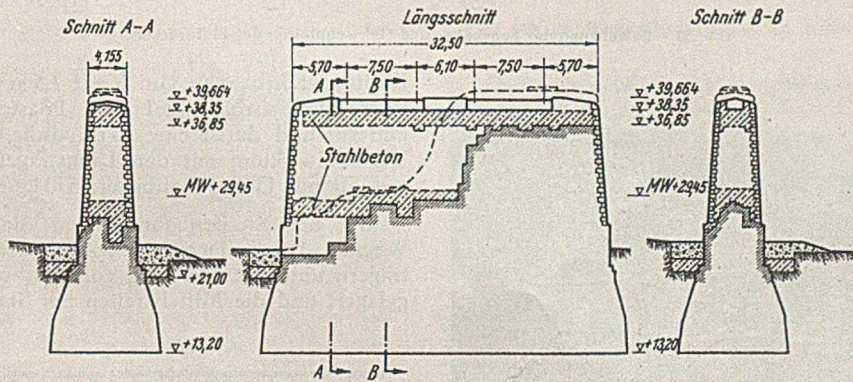


Abb. 50. Pfeiler VI nach Fertigstellung.

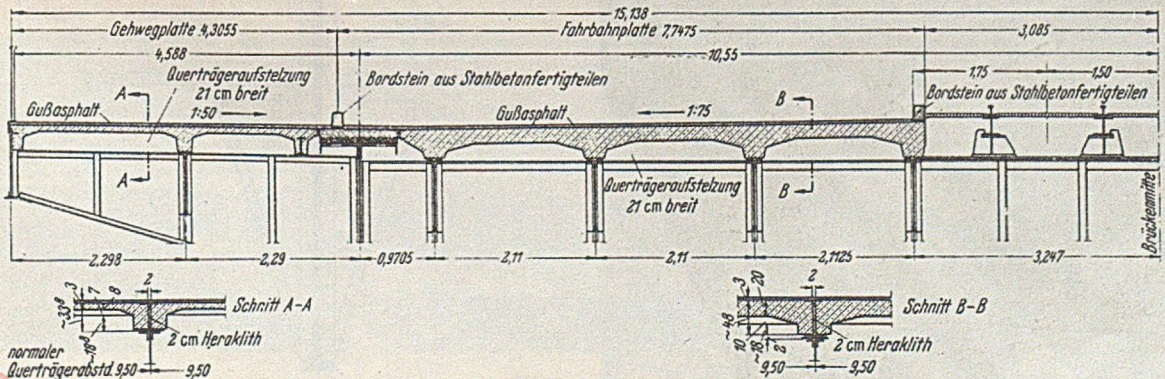


Abb. 51. Neuer Querschnitt durch die Fahrbahn- sowie die Geh- und Radwegplatten der Flutbrücken.



Pfeiler VIII und IX war ebenfalls abgestürzt, während die übrigen 2 Überbauten auf den Pfeilern liegen blieben und nur Splitterschäden und Durchschüsse aufwiesen. Die rechtsrheinische Deichbrücke mußte erneuert werden.

Die Instandsetzungsarbeiten an den Flut- und Deichbrücken wurden vorweg in den Jahren 1947/48 ausgeführt, um das Flutgelände für einen störungsfreien Hochwasserabfluß frei zu machen. In den Jahren 1945 bis 1947 hatten

sich im Vorgelände bei Hochwasser starke Kolke gebildet, die die Standsicherheit der Pfeiler gefährdeten. Insgesamt mußten 6100 t Brückenkonstruktion bis zu 12 m angehoben und bis zu 3 m längerverschoben werden. Die abgestürzten Flutbrücken wurden mit 4 Hubgerüsten von je 400 t Tragkraft hydraulisch gehoben, auf die Pfeiler abgesetzt, längerverschoben und ausgerichtet. Zur Anpassung an die neue Strombrücke wurden die beiden

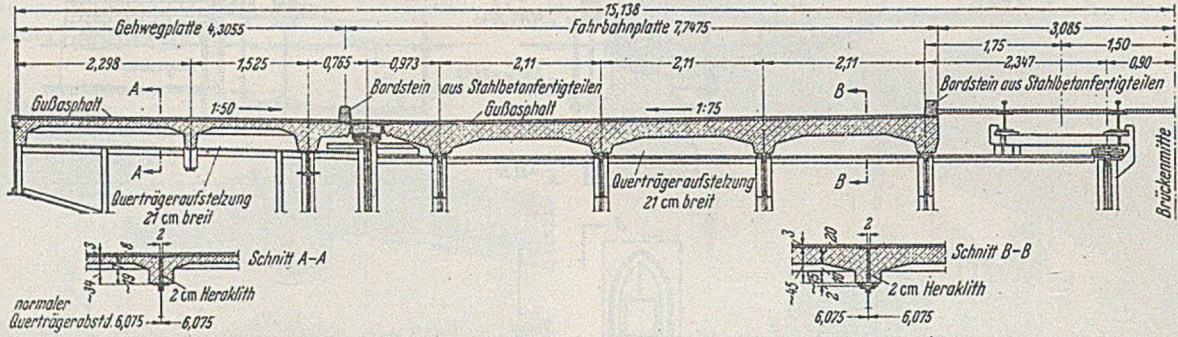


Abb. 52. Neuer Querschnitt durch die Fahrbahn sowie die Rad- und Gehwegplatten der Deichbrücken.

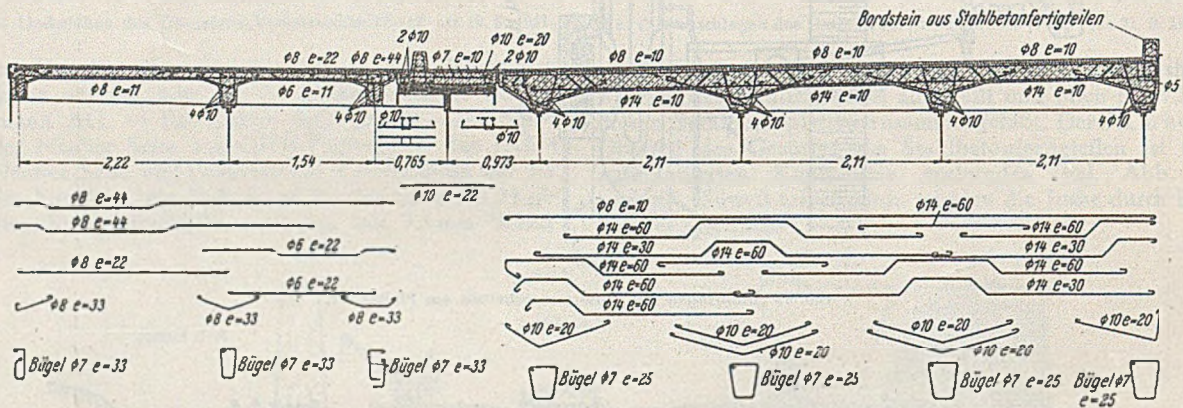


Abb. 53. Bewehrung der Fahrbahn- und Gehwegplatten der Flutbrücken.

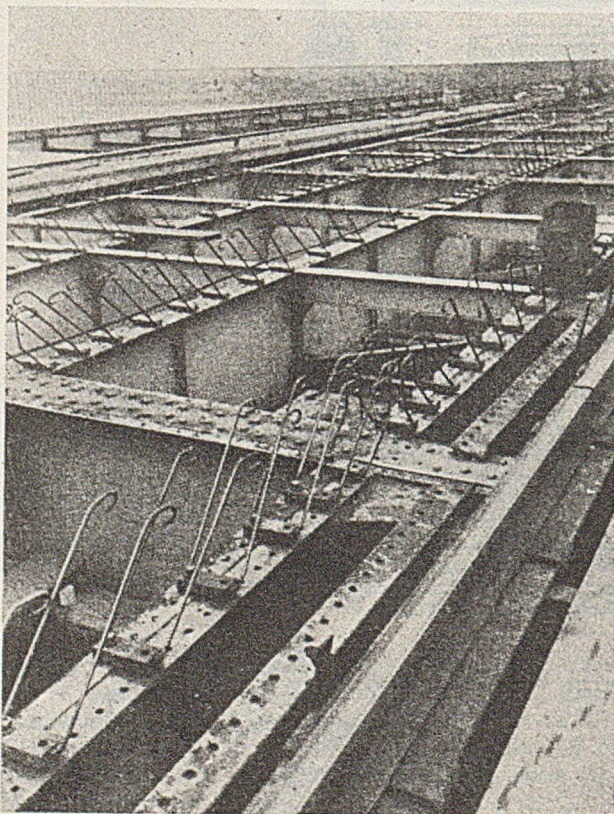


Abb. 54. Die Schubbewehrung.

Richtungsfahrbahnen von 6 auf 7,5 m verbreitert, die alte Buckelblechfahrbahnplatte mit Pflasterdecke (910 kg/m²) entfernt und durch eine 20 cm dicke Stahlbetonplatte in Verbundwirkung mit den Längsträgern ersetzt (Gesamtgewicht mit Gußasphaltbelag: 630 kg/m²).

Bei der Straßenbahn kamen die Holzschwellen in Wegfall. Die Schienen wurden unmittelbar auf den Längsträgern unter Verwendung von geschweißten Stahlböcken gelagert und die Mittelstreifen mit Stahlgitterrosten abge-

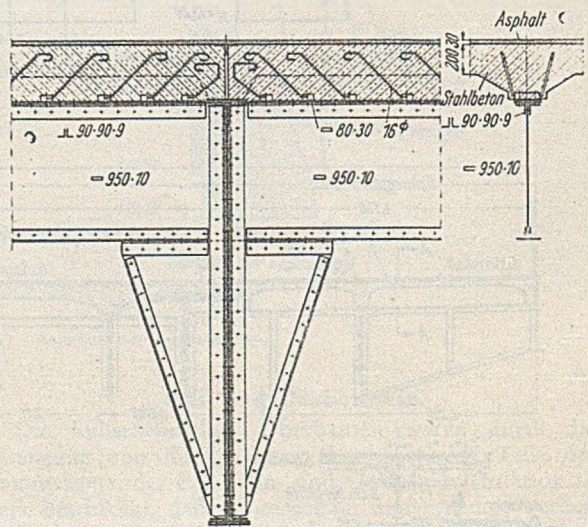


Abb. 55. Die Schubbewehrung.

deckt. Die Geh- und Radwege erhielten eine 8 cm dicke Stahlbetonplatte mit 3 cm Asphaltbelag. Durch die Änderungen verringerte sich das Eigengewicht um 3,6 t je lfm Brücke. Dadurch war es möglich, die Mehrbelastung durch Verkehr auf der verbreiterten Fahrbahn ohne Verstärkung der Hauptträger aufzunehmen. Durch die schubfeste Verankerung der Stahlbetonplatte auf den Längsträgern mit Schubdübeln (Abb. 54 und 55) im Abstand von 330 bis 650 mm wurde eine Verstärkung der 950 mm hohen genieteten Längsträger vermieden. Das Widerstandsmoment des Verbundträgers beträgt 8570 cm³ gegenüber 3840 cm³ ohne Verbund. An Stelle der Kabelkanäle unter den Fußwegen wurde unter der Fahrbahn am Hauptträger unterstrom ein Kabel- und Besichtigungssteg

betragen an den Widerlagern ± 55 mm, an dem Gelenkpunkt 12/32 bis ± 200 mm, weil sich dort die Längenänderungen von Pfeiler IV bis VII auf $9,5 + 48,7 + 103 + 206 = 367,2$ m ausgleichen.

Der bewegliche Fahrbahnübergang an den Widerlagern (Abb. 56) konnte aus alten Stahlfußteilen hergestellt werden. In die Dilatationsfuge 12/32 (Abb. 57) wurde

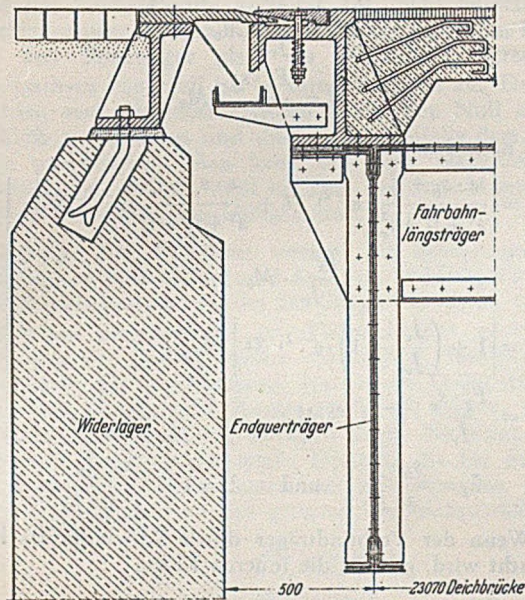


Abb. 56. Beweglicher Übergang am Widerlager.

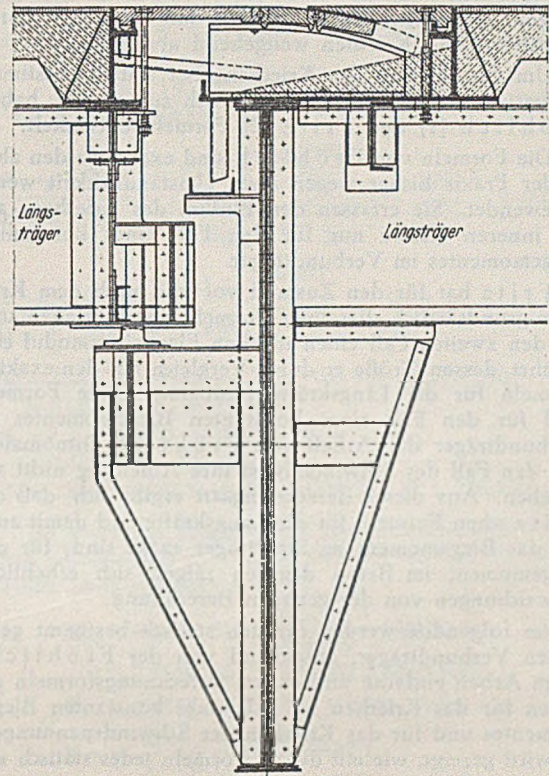


Abb. 57. Hauptdilatationsfuge im Gelenkpunkt 12—32.

ausgeführt. Die alten Geländer wurden durch neue mit lotrechten Stäben 26 · 40 mm im Abstand von 150 mm und kräftige Handleisten 84 · 34 mm ersetzt.

Die festen Lager befinden sich auf den Pfeilern IV, VII und IX. Alle übrigen Lager sind längsbeweglich. Die festen Lager sind als Kugelpapfenkipplager ausgebildet, die beweglichen auf den Flutpfeilern haben eine Stelze, auf den Widerlagern eine Rolle.

Über den Pfeilern V und VIII ruhen die Hauptträger der Flutbrücken auf Kugelkipplagern, die die Auflagerdrücke auf die äußeren Hauptträgerstege der Strombrücke abgeben und ein Abheben verhindern. Die Längenänderungen der gesamten Brücke wirken sich an den Widerlagern und an den Gelenken der Flutbrücken neben den Pfeilern IV und IX aus. Die größten Längsbewegungen

ein Demagpatentübergang eingebaut, an den festen Gelenken eine Fugendichtung, Bauart Leonhardt, mit Gummiplatte. Bei den Übergängen zwischen Flut- und Strombrücke wurde eine Koppelplatte angeordnet, um eine Stufenbildung zu vermeiden und ein stoßfreies Befahren zu gewährleisten. Die Straßenbahnschienen erhielten an den Bewegungsfugen und beim Übergang zur Strombrücke Auszugsvorrichtungen.

Für die Wiederherstellung der Vorland- und Deichbrücken waren erforderlich 396 t St 37, 33 t St Si und 52 t Stg.

Schlussbemerkungen. Die Gesamtaufwendungen für den Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß haben 10,6 Millionen DM betragen. Die Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß ist zur Zeit die schlankste und weitestgespannte, geschweißte Vollwandbalkenbrücke der Welt.

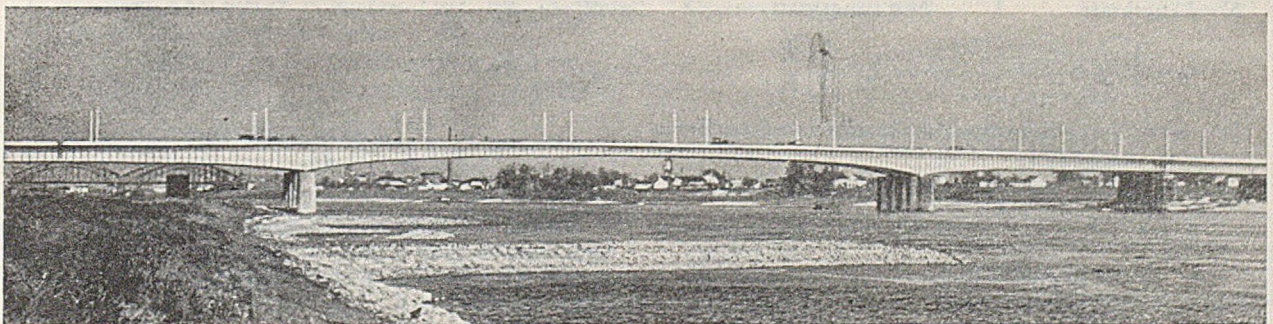


Abb. 58. Die neue Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß.

Schwinden und Kriechen bei Verbundträgern.

Von Dr.-Ing. Maria Eßlinger, in Fa. B. Seibert GmbH., Stahlbau, Saarbrücken.

Einleitung. Beton kann bekanntlich große Druckspannungen, aber nur kleine Zugspannungen aushalten. Wenn bei Verbundträgerkonstruktionen negative Biegemomente auftreten, also solche, die den Beton auf Zug beanspruchen wollen, muß der Beton Druckvorspannungen aufweisen. Diese werden mit der Zeit durch Schwinden und Kriechen weitgehend abgebaut.

Um den Einfluß des Kriechens bei statisch bestimmt gelagerten Verbundträgern rechnerisch zu erfassen, haben Fröhlich [1] und Fritz [2] Formeln entwickelt.

Die Formeln von Fröhlich sind exakt, werden aber in der Praxis bisher wegen ihrer Umständlichkeit wenig angewendet. Sie erfassen den Einfluß des Kriechens auf die inneren Kräfte nur für den Fall eines konstanten Biegemomentes im Verbundträger.

Fritz hat für den Zustand vor und nach dem Kriechen grundsätzlich dieselben Formeln angeschrieben und für den zweiten Fall einen ideellen Elastizitätsmodul eingeführt, dessen Größe er durch Vergleich mit den exakten Formeln für die Längskräfte bestimmt. Diese Formeln sind für den Fall eines konstanten Biegemomentes im Verbundträger der Arbeit von Fröhlich entnommen. Für den Fall des Schwindens ist ihre Ableitung nicht angegeben. Aus dieser Berechnungsart ergibt sich, daß die Fritz'schen Formeln für die Längskräfte und damit auch für das Biegemoment im Stahlträger exakt sind; für das Biegemoment im Beton dagegen zeigen sich erhebliche Abweichungen von der genauen Berechnung.

Im folgenden werden für den statisch bestimmt gelagerten Verbundträger, ausgehend von der Fröhlich'schen Arbeit einfache und exakte Berechnungsformeln gegeben für das Kriechen im Fall eines konstanten Biegemomentes und für das Kriechen der Schwindspannungen. Es wird gezeigt, wie mit diesen Formeln jedes statisch unbestimmte System erfaßt werden kann.

I. Berechnungsvorschriften.

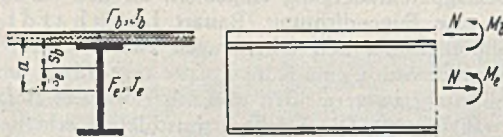


Abb. 1. Bezeichnungen.

Bezeichnungen:

F_b = Querschnittsfläche s_b = Schwerpunktsabstand J_b = Trägheitsmoment i_b = Trägheitsradius E_b = Elastizitätsmodul M_b = Biegemoment N = Längskraft	} der Betonplatte	F_e = Querschnittsfläche s_e = Schwerpunktsabstand J_e = Trägheitsmoment i_e = Trägheitsradius E_e = Elastizitätsmodul M_e = Biegemoment N = Längskraft	} des Stahlträgers
---	-------------------	---	--------------------

$$i_b = \sqrt{\frac{J_b}{F_b}}$$

$$i_e = \sqrt{\frac{J_e}{F_e}}$$

$a = s_b + s_e$ = Schwerpunktsabstand zwischen Beton und Stahl,

$n = E_e/E_b$ = Verhältnis der Elastizitätszahlen,

$J_v = J_e + F_e \cdot s_e^2 + \frac{1}{n} (J_b + F_b \cdot s_b^2)$ = Trägheitsmoment des Verbundträgers,

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ = Abklingfunktionen,

φ_1 = Kriechmaß (φ_E = Endkriechmaß),

ε_s = Schwindmaß.

Indices:

0 = Zustand vor dem Kriechen,

t = Zustand während des Kriechens,

E = Zustand nach dem Kriechen.

Statisch bestimmt gelagerter Verbundträger. Wenn der Verbundträger durch das konstante Moment M_0 belastet ist, gilt für die inneren Kräfte

vor dem Kriechen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= \frac{J_b}{n \cdot J_v} \cdot M_0, \\ M_e &= \frac{J_e}{J_v} \cdot M_0, \\ N &= \frac{F_e \cdot s_e}{J_v} \cdot M_0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

und nach dem Kriechen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= \left[\frac{a \cdot s_b + i_b^2}{a^2 + i_b^2 + i_e^2} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} + \frac{a \cdot s_e + i_e^2}{a^2 + i_b^2 + i_e^2} \cdot e^{-\lambda_2 \cdot \varphi_E} \right] \cdot \frac{J_b}{n \cdot J_v} \cdot M_0, \\ M_e &= \left[1 + \left(\frac{J_e}{J_v} - 1 \right) \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} \right] M_0, \\ N &= \frac{F_e \cdot s_e}{J_v} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} M_0; \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

mit $\lambda_1 = \frac{s_b \cdot J_e}{a \cdot J_v}$ und $\lambda_2 = 1 - \frac{s_e \cdot J_b}{a \cdot n \cdot J_v}$.

Wenn der Verbundträger durch Schwindkräfte beansprucht wird, gilt für die inneren Kräfte

ohne Kriechen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= \varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot J_b, \\ M_e &= \varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot n \cdot J_e, \\ N &= -\varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot \frac{J_b + n \cdot J_e}{a} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

und mit Kriechen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= \varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot J_b \\ &\quad \left[- \frac{n \cdot J_e}{F_b (a^2 + i_b^2 + i_e^2)} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} (1 + 0,5 \lambda_1 \cdot \varphi_E) + \left(1 + \frac{n \cdot J_e}{F_b a^2 + i_b^2 + i_e^2} \right) \cdot e^{-\lambda_2 \cdot \varphi_E} (1 + 0,5 \lambda_2 \cdot \varphi_E) \right], \\ M_e &= \varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot n \cdot J_e \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} (1 + 0,5 \lambda_1 \cdot \varphi_E), \\ N &= - \frac{M_b + M_e}{a} = \\ &= \sim -\varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot \frac{n \cdot J_e}{a} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} (1 + 0,5 \lambda_1 \cdot \varphi_E); \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

mit λ_1 und λ_2 wie in Gl. (2).

Statisch unbestimmt gelagerter Verbundträger. Das Grundsystem muß immer so festgelegt werden, daß die darin vorkommenden Verbundträger statisch bestimmt gelagert sind.

Die statisch unbestimmte Rechnung für Verbundträger bei einer äußeren Belastung vor dem Kriechen unter-

scheidet sich in nichts von einer normalen statisch unbestimmten Rechnung für reine Stahlkonstruktionen. Bei der Berechnung der Deformationen wird das Trägheitsmoment J_v des ganzen Verbundquerschnittes eingesetzt.

Bei der statisch unbestimmten Rechnung für Schwindkräfte vor dem Kriechen werden die Deformationen des statisch bestimmten Grundsystems für den Stahlträger, also aus M_e und J_e gerechnet. Der Berechnung der Deformationen der rückführenden Kräfte wird das Trägheitsmoment J_v des ganzen Verbundquerschnittes zugrunde gelegt.

Für den Zustand nach dem Kriechen ergeben sich für den statisch bestimmt gelagerten Verbundträger die inneren Kräfte unter einem äußeren Moment nach Gl. (2) und die Schwindkräfte nach Gl. (4). Die zusätzlichen Verformungen aus dem Kriechen werden in beiden Fällen für den Stahlträger also aus M_e und J_e gerechnet. Sie wachsen von Null bis zu ihrem Endwert an. Deshalb werden auch die rückführenden Kräfte von Null an allmählich wachgerufen und sind dann ebenfalls dem Kriechen unterworfen. Man kann mit guter Näherung annehmen, daß sie im Mittel bis zum Endzustand mit dem halben Kriechmaß abgeklungen sind.

Infolge des Kriechens werden die Spannungen im Betonquerschnitt kleiner und damit im Stahlträger größer. Der Momentenanteil M_e des Stahlträgers ist daher für ein gegebenes Biegemoment im Verbundträger nach dem Kriechen des Betons größer als vorher. Infolgedessen wird auch die Durchbiegung des ganzen Verbundträgers nach dem Kriechen des Betons größer als vorher. Dieser Tatsache wird Rechnung getragen durch Einführen eines kleineren Trägheitsmomentes. Demnach ist für die Berechnung der Deformationen der rückführenden Kräfte das Trägheitsmoment des ganzen Verbundquerschnittes

$$J_v = J_v \cdot \frac{M_e (\varphi_t = 0)}{M_e (\varphi_t = \varphi_E/2)} \quad (5)$$

Für statisch unbestimmt gelagerte Verbundträger, deren Biegelinie sich durch das Kriechen nicht ändert, kann man die inneren Kräfte nach dem Kriechen unmittelbar anschreiben. Dieser Fall ist z. B. gegeben für das Kriechen bei einem Träger auf drei Stützen, der durch das Absenken der Mittelstütze eine Vorspannung erfahren hat, oder für das Kriechen der Schwindspannungen bei einem über die ganze Länge starr gehaltenen Träger.

Wenn die inneren Kräfte vor dem Kriechen M_{b_0} , M_{e_0} und N_0 sind, sind die inneren Kräfte nach dem Kriechen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= M_{b_0} \cdot e^{-\varphi} \\ M_e &= M_{e_0} \\ N &= N_0 \cdot e^{-\lambda_3 \cdot \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

mit
$$\lambda_3 = \frac{n \cdot F_e}{F_b + n F_e}$$

II. Zahlenbeispiele. Gegeben ist ein Verbundträger mit den Querschnittswerten

$$F_e = 250 \text{ cm}^2; \quad J_e = 500000 \text{ cm}^4; \quad s_e = 43 \text{ cm};$$

$$F_b = 4000 \text{ cm}^2; \quad J_b = 150000 \text{ cm}^4; \quad s_b = 27 \text{ cm}$$

und mit den Materialkonstanten

$$n = 10; \quad \varphi_E = 2,4; \quad \epsilon_s = 0,0003,$$

$$J_v = 500000 + 250 \cdot 43^2 + \frac{1}{10} (150000 + 4000 \cdot 27^2) = 1268850 \text{ cm}^4.$$

Statisch bestimmt gelagerter Verbundträger.

a) Wenn der Träger durch das konstante Moment $M_0 = 400 \text{ tm}$ belastet ist, sind die inneren Kräfte vor dem Kriechen nach Gl. (1)

$$\left. \begin{aligned} M_{b_0} &= \frac{150000}{10 \cdot 1268850} \cdot M_0 = 0,01182 M_0 = 473 \text{ tcm}, \\ M_{e_0} &= \frac{500000}{1268850} \cdot M_0 = 0,39406 M_0 = 15762 \text{ tcm}, \\ N_0 &= \frac{4000 \cdot 27}{10 \cdot 1268850} \cdot M_0 = 0,0085116 M_0 = 340,46 \text{ t}. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Die inneren Kräfte nach dem Kriechen erhält man nach Gl. (2).

$$\lambda_1 = \frac{27 \cdot 500000}{1268850 \cdot 70} = 0,15199, \quad e^{-0,1520 \cdot 2,4} = 0,6943,$$

$$\lambda_2 = 1 - \frac{43 \cdot 150000}{10 \cdot 1268850 \cdot 70} = 0,9927, \quad e^{-0,9927 \cdot 2,4} = 0,0788,$$

$$\frac{a \cdot s_b + i_b^2}{a^2 + i_b^2 + i_c^2} = \frac{70 \cdot 27 + \frac{150000}{4000}}{70^2 + \frac{150000}{4000} + \frac{500000}{250}} = \frac{1927,5}{6937,5} = 0,2778,$$

$$\frac{a \cdot s_e + i_c^2}{a^2 + i_b^2 + i_c^2} = \frac{70 \cdot 43 + \frac{500000}{250}}{6937,5} = \frac{5010}{6937,5} = 0,7222.$$

$$\left. \begin{aligned} M_b &= [0,2778 \cdot 0,6943 + 0,7222 \cdot 0,0788] \cdot 0,01182 M_0 = \\ &= 0,002953 M_0 = 118 \text{ tcm}, \\ M_e &= 1 + (0,39406 - 1) \cdot 0,6943 M_0 = \\ &= 0,5793 M_0 = 23172 \text{ tcm}, \\ N &= 0,6943 \cdot 0,0085116 M_0 = 0,005910 M_0 = 236,40 \text{ t}. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

b) Wenn der Träger durch Schwindkräfte entsprechend dem Schwindmaß $\epsilon_s = 0,0003$ belastet ist sind die inneren Kräfte ohne Kriechen nach Gl. (3).

$$\left. \begin{aligned} M_{b_0} &= 0,0003 \cdot 210 \cdot \frac{43 \cdot 250}{1268850} \cdot 150000 = \\ &= 0,5338 \cdot 10^{-3} \cdot 150000 = 80,07 \text{ tcm}, \\ M_{e_0} &= 0,5338 \cdot 10^{-3} \cdot 10 \cdot 500000 = 2669 \text{ tcm}, \\ N &= -\frac{2669 + 80}{70} = -39,27 \text{ t}. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Die inneren Kräfte mit Kriechen erhält man nach Gl. (4).

$$\left. \begin{aligned} \frac{n \cdot J_e}{F_b (a^2 + i_b^2 + i_c^2)} &= \frac{10 \cdot 500000}{4000 \cdot 6937,5} = 0,18018, \\ e^{-\lambda_1 \varphi_e (1 + 0,5 \lambda_1 \varphi_e)} &= 0,6943 \cdot 1,1824 = 0,8209, \\ e^{-\lambda_2 \varphi_e (1 + 0,5 \lambda_2 \varphi_e)} &= 0,0788 \cdot 2,1913 = 0,1727, \\ M_b &= [-0,18018 \cdot 0,8209 + (1 + 0,18018) \cdot \\ &\quad \cdot 0,1727] \cdot 80,07 = +4,48 \text{ tcm}, \\ M_e &= 0,8209 \cdot 2669 = 2191 \text{ tcm}, \\ N &= -\frac{2191 + 4}{70} = -31,36 \text{ t}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Statisch unbestimmt gelagerter Verbundträger.

a) Der Verbundträger des Zahlenbeispiels sei auf drei Stützen gelagert. Die Mittelstütze werde abgesenkt bis der Träger über der Mittelstütze das Vorspannmoment $M_0 = 400 \text{ tm}$ erhalten hat. Gefragt ist, bis zu welchen Werten der inneren Kräfte das Vorspannmoment durch Kriechen abgebaut wird:



Abb. 2. Momentenfläche des Trägers auf drei Stützen mit abgesenkter Mittelstütze.

Die Momentenverteilung über die Trägerlänge ist dreiecksförmig und bleibt auch nach dem Kriechen dreiecksförmig. Die Deformationsbedingung verlangt, daß die Biegelinie sich durch das Kriechen nicht ändert. Es handelt sich hier um den Sonderfall des statisch unbestimmt gelagerten Verbundträgers, für den die inneren Kräfte nach dem Kriechen durch Gl. (6) gegeben sind.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_3 &= \frac{10 \cdot 250}{4000 + 10 \cdot 250} = 0,3846 \\ e^{-0,3846 \cdot 2,4} &= 0,3973, \quad e^{-2,4} = 0,09072, \\ M_b &= M_{b_0} \cdot 0,0907 = 473 \cdot 0,0907 = 43 \text{ tcm}, \\ M_e &= M_{e_0} = 15762 \text{ tcm}, \\ N &= N_0 \cdot 0,3973 = 340,46 \cdot 0,3973 = 135,26 \text{ t}. \end{aligned} \right\} (11)$$

Die inneren Kräfte vor dem Kriechen sind aus Gl. (7) bekannt.

b) Der Verbundträger des Zahlenbeispiels sei auf drei Stützen gelagert. An den überkragenden Enden seien Lasten angebracht, so daß der Träger ein konstantes Vorspannmoment von 400 tm erhält. Gefragt ist, bis zu welchen Werten der inneren Kräfte das Vorspannmoment an der Mittelstütze durch Kriechen abgebaut wird.

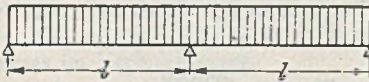


Abb. 3. Momentenfläche des Trägers auf drei Stützen mit konstantem Vorspannmoment.

Das Vorspannmoment ist über die Trägerlänge konstant; die Momentenfläche der durch das Kriechen ausgelösten Mittelstützenkraft ist dreiecksförmig. Es kann nur mit der allgemeinen Methode gerechnet werden. Für das statisch bestimmte Grundsystem wird die Mittelstütze weggelassen.

Als Vorarbeit werden nach Gl. (2) die inneren Kräfte infolge eines konstanten Momentes für die Kriechmaße $\varphi = 0$, $\varphi = 1/2 \varphi_E$ und $\varphi = \varphi_E$ gerechnet.

φ	M_b/M_0	M_e/M_0	N/M_0
0	0,011 822	0,394 06	0,008 512 0
1,2	0,005 331	0,495 09	0,007 092 8
2,4	0,002 954	0,579 27	0,005 910 2

Für den statisch bestimmt gelagerten Verbundträger gilt

vor dem Kriechen	nach dem Kriechen
$M_b = 0,011 822 M_0$	$M_b = 0,002 954 M_0$
$M_e = 0,394 06 M_0$	$M_e = 0,579 27 M_0$
$N = 0,008 512 M_0$	$N = 0,005 910 M_0$

Differenz $\Delta M_e = 0,185 21$.

Der Träger krümmt sich infolge dieser Vergrößerung des Momentenanteils M_e im Stahlträger gleichmäßig über die ganze Länge. Die Durchbiegung über der Mittelstütze wird

$$\Delta f_1 = \frac{\Delta M_e \cdot l^2}{2 E J_e} = \frac{l^2}{2 E J_e} \cdot 0,185 21 M_0.$$

Das Trägheitsmoment des Verbundträgers für die rückführende Kraft wird nach Gl. (5)

$$J_v = 1 268 850 \cdot \frac{0,394 06}{0,495 09} = 1 009 924 \text{ cm}^4.$$

Für die Durchbiegung infolge des dreiecksförmig verteilten rückführenden Biegemomentes aus der durch das Kriechen hervorgerufenen Mittelstützenkraft gilt

$$\Delta f_2 = \frac{M_r \cdot l^2}{3 E J_v}.$$

Die Deformationsbedingung verlangt, daß die Durchbiegung infolge Kriechens unter dem konstanten Vorspannmoment und die entgegengesetzt gerichtete Durchbiegung infolge des rückführenden Biegemomentes der Mittelstützenkraft gleich sein müssen.

$$\begin{aligned} \Delta f_1 &= \Delta f_2 \\ \frac{l^2}{2 E J_e} \cdot 0,185 21 M_0 &= \frac{l^2}{3 E J_v} \cdot M_r \\ M_r &= \frac{3}{2} \cdot \frac{1 009 924}{500 000} \cdot 0,185 21 M_0 = 0,561 14 M_0. \end{aligned}$$

Damit werden die resultierenden inneren Kräfte nach dem Kriechen über der Mittelstütze

$$\left. \begin{aligned} M_e &= [0,002 95 - 0,005 331 \cdot 0,561 14] M_0 = \\ &= -0 000 04 M_0, \\ M_b &= [0,579 27 - 0,495 09 \cdot 0,561 14] M_0 = \\ &= +0,301 46 M_0, \\ N &= [0,005 910 - 0,007 093 \cdot 0,561 14] M_0 = \\ &= +0,001 930 M_0. \end{aligned} \right\} (12)$$

c) Der Verbundträger des Zahlenbeispiels sei auf drei Stützen gelagert. Der Beton schwinde entsprechend dem Schwindmaß $\epsilon_s = 0,0003$. Gefragt ist nach den inneren Kräften über der Mittelstütze mit und ohne Kriechen.

Die statisch unbestimmte Rechnung muß für den Zustand mit und ohne Kriechen durchgeführt werden. Für das statisch bestimmte Grundsystem wird die Mittelstütze weggelassen.

Ohne Kriechen. Die Schwindkräfte im statisch bestimmt gelagerten Träger sind durch Gl. (9) gegeben. Ihnen entspricht über der Mittelstütze die Durchbiegung

$$f_1 = \frac{M_e \cdot l^2}{2 E J_e} = \frac{l^2}{2 E J_e} \cdot 2669.$$

Für die Durchbiegung infolge des durch die Mittelstützenkraft hervorgerufenen dreiecksförmig verteilten rückführenden Biegemomentes gilt

$$f_2 = \frac{M_r \cdot l^2}{3 E J_v}.$$

Die Deformationsbedingung verlangt, daß die Durchbiegung infolge Schwindens und die entgegengesetzte Durchbiegung infolge des rückführenden Biegemomentes der Mittelstützenkraft gleich sein müssen.

$$\begin{aligned} f_1 &= f_2, \\ \frac{M_e \cdot l^2}{2 E J_e} &= \frac{M_r \cdot l^2}{3 E J_v} \end{aligned}$$

$$M_r = \frac{3 \cdot J_v}{2 \cdot J_e} \cdot M_e = \frac{3}{2} \cdot \frac{1 268 850}{500 000} \cdot 2669 = 10 160 \text{ tcm}.$$

Damit werden die resultierenden inneren Kräfte über der Mittelstütze ohne Kriechen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= +80,07 - 0,011 822 \cdot 10 160 = -40,04 \text{ tcm}, \\ M_e &= +2669 - 0,394 06 \cdot 10 160 = -1355 \text{ tcm}, \\ N &= -39,27 - 0,00851 20 \cdot 10 160 = -125,75 \text{ t}. \end{aligned} \right\} (13)$$

Über den Endstützen wirken nur die Schwindkräfte nach Gl. (9). Der Übergang ist linear.

Mit Kriechen. Als Vorarbeit werden nach Gl. (2) die inneren Kräfte infolge eines konstanten Momentes für die Kriechmaße $\varphi = 0$ und $\varphi = 1/2 \varphi_E$ gerechnet.

φ	M_b/M_0	M_e/M_0	N/M_0
0	0,011 822	0,394 06	0,008 512 0
1,2	0,005 331	0,495 09	0,007 092 8

Für die Schwindkräfte im statisch bestimmt gelagerten Verbundträger gilt nach Gl. (10)

$$\begin{aligned} M_b &= +4,48 \text{ tcm}, \\ M_e &= +2191 \text{ tcm}, \\ N &= -31,36 \text{ t}, \end{aligned}$$

$$f_1 = \frac{M_e \cdot l^2}{2 E J_e} = \frac{2191 \cdot l^2}{2 E J_e}.$$

Trägheitsmoment des Verbundträgers für die Berechnung der rückführenden Mittelstützenkraft, gerechnet nach Gl. (5)

$$J_v = 1 268 850 \cdot \frac{0,394 06}{0,495 09} = 1 009 924 \text{ cm}^4.$$

Durchbiegung infolge der Mittelstützenkraft

$$f_2 = \frac{M_r \cdot l^2}{3 E J_v}$$

Die Deformationsbedingung verlangt, daß die durch das Schwinden ausgelöste Durchbiegung an der Mittelstütze durch das rückführende Biegemoment aufgehoben wird.

$$f_1 = f_2, \quad \frac{l^2}{2 E J_c} \cdot 2191 = \frac{M_r \cdot l^2}{3 E J_v}$$

$$M_r = \frac{3}{2} \cdot 2191 \cdot \frac{J_v}{J_c} = 3287 \cdot \frac{1\,009\,924}{500\,000} = 6639 \text{ tcm.}$$

Damit werden die resultierenden inneren Kräfte über der Mittelstütze nach dem Kriechen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= +4,48 - 0,005\,331 \cdot 6639 = -30,91 \text{ tcm.} \\ M_e &= +2191 - 0,495\,09 \cdot 6639 = -1096 \text{ tcm.} \\ N &= -31,36 - 0,007\,092\,8 \cdot 6639 = -78,45 \text{ t.} \end{aligned} \right\} (14)$$

III. Ableitungen und Beweise. Im folgenden wird oft auf die Fröhlichsche Arbeit zurückgegriffen. Die Fröhlich'schen Bezeichnungen, Index 1 statt Index b für den Betonquerschnitt, Index 2 statt Index e für den Stahlquerschnitt, D statt N für die Längskräfte und e statt a für den Schwerpunktabstand werden im folgenden Kapitel beibehalten. Der Fröhlich'sche Wert J_v ist n-mal so groß wie der im ersten Kapitel vorliegender Arbeit definierte J_v -Wert. Die Gleichungen der Arbeit von Fröhlich werden im folgenden mit dem vorgesetzten Kennbuchstaben F eingeführt, z. B. Gl. (F 19 b) bedeutet Gl. (19 b) der Fröhlich'schen Arbeit.

Statisch bestimmt gelagerter Verbundträger. Die Gleichungen für das Kriechen unter einem konstanten Moment M_0 entsprechen genau den Gleichungen (F 19 b). Es wurden nur die Abkürzungswerte nach Gl. (F 13 a) durch die Konstruktionsgrößen nach Gl. (F 12 a) ausgedrückt. Durch Ordnen und Umformen entstand, ohne daß irgendwelche Vernachlässigungen vorgenommen wurden, die einfache Form der Gl. (2).

Die Gleichungen für das Kriechen der Schwindkräfte können aus [1] entwickelt werden, dadurch, daß man das äußere Moment $M_0 = 0$ setzt, die Längskraft D entgegengesetzt wirken läßt und berücksichtigt, daß in diesem Fall alle inneren Kräfte, also auch das Biegemoment der Stahlkonstruktion, durch das Kriechen abgebaut werden.

Dabei ist zunächst vorausgesetzt, daß das Schwinden abgeschlossen ist, bevor das Kriechen beginnt.

Aus Gl. (F 4) wird

$$(M_{10} - M_{1t}) + (M_{20} - M_{2t}) - (D_0 - D_t) \cdot e = 0 \quad (15)$$

oder

$$M_{1t} + M_{2t} - D_t \cdot e = 0. \quad (15a)$$

Aus Gl. (F 9 b) wird

$$\frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{E_{10} \cdot J_1} - \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{E_2 \cdot J_2} + M_{1t} \cdot \frac{1}{E_{10} \cdot J_1} - M_{10} \cdot \frac{1}{E_{10} \cdot J_1} = 0. \quad (16)$$

Aus Gl. (F 10) wird

$$\frac{d}{dt} \left[\frac{D}{E_{1t} \cdot F_1} + \frac{M_1 \cdot s_1}{E_{1t} \cdot J_1} \right] = \frac{d}{dt} \left[-\frac{D}{E_{2t} \cdot F_2} - \frac{M_2 \cdot s_2}{E_{2t} \cdot J_2} \right]. \quad (17)$$

Für den Zusammenhang zwischen der Längskraft und dem Biegemoment im Beton vor dem Kriechen gilt statt Gleichung (F 3 a) die Beziehung

$$\frac{M_{10}}{J_1} = \frac{D_0 \cdot e}{J_1 + n \cdot J_2}. \quad (18)$$

Aus Gl. (F 11 b) wird

$$\begin{aligned} & \frac{dM_{1t}}{d\varphi} \left[\frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) + \frac{s_1}{J_1} \right] + \\ & + \frac{dM_{2t}}{d\varphi} \left[\frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) + \frac{s_2}{n \cdot J_2} \right] + M_{1t} \left[\frac{1}{a \cdot F_1} + \frac{s_1}{J_1} \right] + \\ & + M_{2t} \cdot \frac{1}{a \cdot F_1} - M_{10} \left[\frac{J_1 + n \cdot J_2}{a \cdot J_1 \cdot F_1} + \frac{s_1}{J_1} \right] = 0. \end{aligned} \quad (19)$$

Aus Gl. (F 12) und (F 12 a) wird

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1 \cdot \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + \Phi_2 \cdot \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} + \\ + \Psi_1 \cdot M_{1t} + \Psi_2 \cdot M_{2t} + \Omega_1 \cdot M_{10} = 0, \\ A_1 \cdot \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + A_2 \cdot \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} + K_1 \cdot M_{1t} + X_2 \cdot M_{10} = 0, \end{aligned} \right\} (20)$$

mit

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1 &= \frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) + \frac{s_1}{J_1}, \\ \Phi_2 &= \frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) + \frac{s_2}{n \cdot J_2}, \\ \Psi_1 &= \frac{1}{e} \cdot \frac{1}{F_1} + \frac{s_1}{J_1}, \\ \Psi_2 &= \frac{1}{e} \cdot \frac{1}{F_1}, \\ \Omega_1 &= -\frac{J_1 + n \cdot J_2}{a \cdot J_1 \cdot F_1} - \frac{s_1}{J_1}, \\ A_1 &= \frac{1}{J_1}, \\ A_2 &= -\frac{1}{n \cdot J_2}, \\ K_1 &= \frac{1}{J_1}, \\ X_2 &= \frac{1}{J_2}. \end{aligned} \right\} (20a)$$

In Gl. (F 13 a) ändert sich nur die letzte Zeile

$$\Gamma = \frac{\Omega_1 \cdot A_2 - X_2 \cdot \Phi_2}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1}, \quad H = \frac{X_2 \cdot \Phi_1 - \Omega_1 \cdot A_1}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1}. \quad (21)$$

Die Gl. (F 18 a) und (F 18 b) bleiben gültig. Wenn man hierin die Abkürzungswerte nach Gl. (F 13 a) bzw. (F 12 a) unter Berücksichtigung von Gl. (22) durch die Konstruktionsgrößen nach Gl. (21 a) ersetzt, umformt und ordnet, ergibt sich für die durch Gl. (F 19) definierten α -Werte:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= 1 + \frac{n \cdot J_2}{F_1 (e^2 + i_1^2 + i_2^2)} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \tau t} - \\ & - \left[1 + \frac{n \cdot J_2}{F_1 (e^2 + i_1^2 + i_2^2)} \right] \cdot e^{-\lambda_2 \cdot \tau t}, \\ \alpha_2 &= 1 - e^{-\lambda_1 \cdot \tau t}. \end{aligned} \right\} (22)$$

Aus Gl. (F 20) wird

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{10} (1 - \alpha_1), \\ M_2 &= M_{20} (1 - \alpha_2). \end{aligned} \right\} (23)$$

Wenn man Gl. (22) in Gl. (23) einsetzt, ergeben sich für die inneren Kräfte im Verbundträger aus Schwinden mit Kriechen die Beziehungen

$$\left. \begin{aligned} M_b &= \varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot J_b \left[\frac{n \cdot J_e}{F_b (a^2 + i_b^2 + i_e^2)} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \tau E} \right. \\ & + \left. \left(1 + \frac{n \cdot J_e}{F_b (a^2 + i_b^2 + i_e^2)} \right) \cdot e^{-\lambda_2 \cdot \tau E} \right], \\ M_e &= \varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot n \cdot J_e \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \tau E}, \\ N &= -\frac{M_b + M_e}{a} = -\varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_e \cdot F_e}{J_v} \cdot \frac{n \cdot J_e}{a} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \tau E}. \end{aligned} \right\} (24)$$

Für die zeitliche Überlagerung des Schwindens und Kriechens wird angenommen, daß die beiden Kurven affin sind, d. h. vom Zeitpunkt t an schwindet der Beton nur noch um den Betrag

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 \cdot \frac{\varphi_t}{\varphi_E}$$

Man teilt nun den Schwind- und Kriechvorgang in n Zeitstufen ein. Wenn mit M das Biegemoment im Stahlträger ohne Kriechen bezeichnet wird, dann gilt für die

Anteile der Biegemomente, die in den einzelnen Zeitstufen ausgelöst werden

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{M}{n} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} \\ M_2 &= \frac{M}{n} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} \left(1 - \frac{1}{n}\right) \\ M_3 &= \frac{M}{n} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} \left(1 - \frac{2}{n}\right) \\ M_n &= \frac{M}{n} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} \left(1 - \frac{n-1}{n}\right) \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

Das resultierende Biegemoment, daß nach n Zeitstufen in dem Stahlträger wirkt, wird somit

$$\sum M_i = \frac{M}{n} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} \left(1 + e^{-\frac{\lambda_1 \cdot \varphi_E}{n}} + e^{-2 \cdot \frac{\lambda_1 \cdot \varphi_E}{n}} + e^{-3 \cdot \frac{\lambda_1 \cdot \varphi_E}{n}} + \dots + e^{-\frac{n-1}{n} \cdot \frac{\lambda_1 \cdot \varphi_E}{n}} \right) \quad (25a)$$

Wenn man nun für die e -Funktion der Klammer die Reihenentwicklung verwendet und n unendlich werden läßt, kann man dafür kürzer schreiben

$$\sum M_i = M \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} (1 + 0,5 \lambda_1 \cdot \varphi_E) \quad (26)$$

Entsprechende Überlegungen gelten auch für das Biegemoment im Beton. Die Zusammenstellung aller inneren Kräfte nach dem Schwinden und Kriechen gibt Gl. (4).

Statisch unbestimmt gelagerter Verbundträger. Die Gleichungen (6) für den Sonderfall des statisch unbestimmt gelagerten Trägers, bei dem sich die Biegelinie durch das Kriechen nicht ändert, lassen sich auch aus der Fröhlich'schen Arbeit entwickeln dadurch, daß man das Biegemoment M_2 der Stahlkonstruktion konstant setzt. Aus Gl. (F4 b) wird

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{10} - M_{1t} \\ M_2 &= M_{20} \\ D &= D_0 - D_t \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

Aus Gl. (F9 b) ergibt sich die erste Differentialgleichung zu

$$\frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + M_{1t} - M_{10} = 0 \quad (28)$$

mit der Lösung

$$M_{1t} = M_{10} \cdot (1 - e^{-\varphi_t}) \quad (28a)$$

Aus Gl. (26) und (28) ergibt sich für das Biegemoment im Beton nach dem Kriechen

$$M_1 = M_{10} \cdot e^{-\varphi_t} \quad (29)$$

Aus Gl. (F11 a) wird

$$-\frac{dD_t}{d\varphi_t} \left(\frac{1}{E_{10} \cdot F_1} + \frac{1}{E_2 \cdot F_2} \right) - D_t \cdot \frac{1}{E_{10} \cdot F_1} + D_0 \frac{1}{E_{10} \cdot F_1} + \left[\frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + M_{1t} - M_{10} \right] \cdot \frac{s_1}{E_{10} \cdot J_1} = 0 \quad (30)$$

Wenn man Gl. (27) in Gl. (30) einsetzt und etwas umformt, ergibt sich die zweite Differentialgleichung zu

$$\frac{dD_t}{d\varphi_t} \left(1 + \frac{F_1}{n \cdot F_2} \right) + D_t - D_0 = 0 \quad (31)$$

mit der Lösung

$$D_t = D_0 (1 - e^{-\lambda_3 \cdot \varphi_t}) \quad \text{mit} \quad \lambda_3 = \frac{n \cdot F_2}{F_1 + n \cdot F_2} \quad (32)$$

Aus Gl. (26) und (32) ergibt sich für die Längskräfte im Beton und im Stahlträger nach dem Kriechen

$$D_1 = D_0 \cdot e^{-\lambda_3 \cdot \varphi_t} \quad (33)$$

Man kann für die Berechnung des Kriechvorgangs bei jedem statisch unbestimmtem Gebilde Differentialgleichun-

gen aufstellen und lösen. Da es aber praktisch unendlich viele Fälle gibt, für die jedesmal ein System von mehreren gekoppelten Differentialgleichungen aufgestellt werden müßte, ist dieser Weg für die Praxis nicht gangbar. Das Ziel ist, ein Verfahren zu finden, nach dem der Kriecheinfluß für sämtliche statisch unbestimmte Konstruktionen mit den im vorhergehenden Abschnitt für den Träger auf zwei Stützen entwickelten Formeln berechnet werden kann.

Es gilt auch beim Kriechvorgang die allgemeine Deformationsbedingung für statisch unbestimmte Systeme. Die durch das Kriechen hervorgerufenen zusätzlichen Verformungen müssen durch rückführende Kräfte wieder aufgehoben werden. Auch die rückführenden Kräfte sind dem Kriechen unterworfen, nur ist das hierbei einzusetzende Kriechmaß zunächst unbekannt. Da die auslenkenden Kräfte von Null bis zu ihrem Endwert langsam anwachsen, werden die rückführenden Kräfte erst allmählich wachgerufen und ihr Kriechmaß muß kleiner sein als das Kriechmaß φ_E der auslenkenden Kräfte.

Man macht davon Gebrauch, daß für einen statisch unbestimmten Fall, nämlich den Verbundträger, dessen Krümmung sich durch das Kriechen nicht ändert, die inneren Kräfte nach dem Kriechen genau bekannt sind. Durch probeweises Einsetzen von φ -Werten bestimmt man dasjenige Kriechmaß für die rückführenden Kräfte, für das die Ergebnisse der exakten und der Näherungsrechnung möglichst gut übereinstimmen. Es zeigt sich, daß

das bei $\frac{\varphi_E}{2}$ der Fall ist. Für den Träger des Zahlenbeispiels gilt

	M_b tm	M_e tm	N t
vor dem Kriechen	4,73	157,62	340,46
nach dem Kriechen	0,43	157,62	135,26
} exakt			
} angenähert	0,38	157,64	130,28

Die Zahlenrechnung der Näherungstheorie ist am Schluß des Kapitels wiedergegeben. Diesen Wert $\frac{\varphi_E}{2}$ für die rückführenden Kräfte benützt man nun als erste Näherung für alle statisch unbestimmten Systeme, in die Verbundträger eingebaut sind. Es bleibt noch zu beweisen, daß diese Rechnung für alle Fälle brauchbar ist.

Die Rechengenauigkeit wird erhöht, wenn man den Kriechvorgang unterteilt und die statisch unbestimmte Rechnung nacheinander für mehrere kleinere Kriechstufen φ_s durchführt. Für unendlich viele unendlich kleine Kriechstufen ergäbe sich die exakte Lösung.

Das Kriechstufenverfahren gilt für alle statisch unbestimmten Systeme, in die Verbundträger eingebaut sind. Man kann mit seiner Hilfe die durch das Kriechen hervorgerufene Änderung der inneren und äußeren Kräfte mit beliebiger Genauigkeit berechnen.

Im allgemeinen dient es aber nur zum Beweis, daß die erste Näherung, bei der nur mit einer Kriechstufe gerechnet wird, brauchbar ist. Die Näherung ist um so besser, je weniger sich die mit einer großen Kriechstufe gerechneten inneren Kräfte von den mit vielen kleinen Kriechstufen gerechneten unterscheiden.

Für das zweite Zahlenbeispiel statisch unbestimmt gelagerter Träger gilt

	$\frac{M_b}{M_0}$	$\frac{M_e}{M_0}$	$\frac{N}{M_0}$
vor dem Kriechen	+ 0,011 82	+ 0,394 06	+ 0,008 512
nach dem Kriechen	- 0,000 04	+ 0,301 46	+ 0,001 930
} 1. Näherung			
} 2. Näherung	- 0,000 02	+ 0,301 45	+ 0,002 062
} 3. Näherung	- 0,000 02	+ 0,301 45	+ 0,002 086

Für das dritte Zahlenbeispiel statisch unbestimmt gelagerter Träger gilt

	M_b tcm	M_e tcm	N t
vor dem Kriechen	- 40,04	- 1335	- 125,75
nach dem Kriechen	1. Näherung + 0,86	- 927	- 41,99
	2. Näherung + 0,63	- 926	- 43,46
	3. Näherung + 0,57	- 926	- 43,76

Die Unterschiede der nach der ersten und zweiten Näherung gerechneten inneren Kräfte sind gegenüber den Kräften vor dem Kriechen vernachlässigbar klein. Die Zahlenrechnung der zweiten Näherung ist am Schluß des Kapitels wiedergegeben.

Jede Kriechstufe wird nach dem im ersten Kapitel für statisch unbestimmte gelagerte Verbundträger beschriebenen Verfahren berechnet. Wenn das Kriechmaß einer Stufe φ_s ist, gilt für das Trägheitsmoment des ganzen Verbundquerschnittes zur Berechnung der rückführenden Kräfte.

$$J'_v = J_v \cdot \frac{M_e(\varphi_t = 0)}{M_e\left(\varphi_t = \frac{\varphi_s}{2}\right)} \quad (34)$$

Die Deformationen, die in den einzelnen Stufen jeweils durch das rückführende Moment ausgeglichen werden müssen, entstehen durch das Kriechen der Grundbelastung des Hauptsystems und durch das Kriechen der in den vorhergehenden Stufen eingeleiteten rückführenden Momente.

So ist z. B., wenn der ganze Kriechvorgang in vier gleiche Teile eingeteilt ist, das Biegemoment im Stahlträger am Ende der dritten Kriechstufe

$$M_e = M_{e(3/4 \varphi_E)} \cdot M_0 - M_{e(5/8 \varphi_E)} \cdot M_1 - M_{e(3/8 \varphi_E)} \cdot M_2 - M_{e(1/8 \varphi_E)} \cdot M_3.$$

Dabei bedeutet M_0 das Biegemoment der Grundbelastung des Hauptsystems, M_1 , M_2 und M_3 die in den Stufen 1, 2 und 3 eingeleiteten rückführenden Momente und $M_{e(i \varphi_E)}$ den Momentenanteil der Stahlkonstruktion am Biegemoment im ganzen Verbundträger, der dem Kriechmaß $i \cdot \varphi_E$ entspricht.

Zahlenrechnung zum Beweis der Näherungstheorie für statisch unbestimmt gelagerte Verbundträger.

Als Vorarbeit für die Kriechstufenrechnung wird zunächst die Änderung der inneren Kräfte des statisch bestimmt gelagerten Verbundträgers für verschiedene Kriechmaße φ berechnet. Wenn der Träger des Zahlenbeispiels durch ein konstantes Moment M_0 belastet wird, gilt für die inneren Kräfte nach dem Kriechen

$$M_b = [3,285 \cdot 10^{-3} e^{-0,1520 \varphi_E} + 8,537 \cdot 10^{-3} e^{-0,9927 \varphi_t}] M_0,$$

$$M_e = [1 - 0,60594 \cdot e^{-0,1520 \varphi_t}] M_0,$$

$$N = 8,512 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,1520 \varphi_t}.$$

Für die Tabellenrechnung werden die e -Funktionen in Zehnerlogarithmen verwandelt.

$$e^{-0,1520} = 10^{-0,66012} \quad e^{-0,9927} = 10^{-0,43112}$$

φ_t	$e^{i \cdot \varphi_t}$	$e^{i_0 \cdot \varphi_t}$	$3,285 \cdot e^{-i_1 \cdot \varphi_t}$	$8,537 \cdot e^{-i_2 \cdot \varphi_t}$
0,0	1,0000	1,0000	3,2850	8,5370
0,6	1,0955	1,8142	2,9986	4,7051
1,2	1,2001	3,2911	2,7373	2,5940
1,8	1,3147	5,9706	2,4987	1,4298
2,4	1,4402	12,6902	2,2809	0,6727

φ_t	$0,60594 \cdot e^{-i_1 \cdot \varphi_t}$	$8,512 \cdot e^{-i_2 \cdot \varphi_t}$	$\frac{M_b}{M_0}$	$\frac{M_e}{M_0}$	$\frac{N}{M_0}$
0,0	0,60594	8,5120	0,011822	0,39406	0,008512
0,6	0,55312	7,7700	0,007704	0,44688	0,007770
1,2	0,50491	7,0928	0,005331	0,49509	0,007093
1,8	0,46090	6,4745	0,003929	0,53910	0,006475
2,4	0,42073	5,9102	0,002954	0,57927	0,005910

a) Das erste Zahlenbeispiel für statisch unbestimmt gelagerte Verbundträger, dessen innere Kräfte in Gleichung (11) nach der exakten Methode berechnet sind, wird nunmehr nach der allgemeinen Näherungstheorie berechnet, zum Beweis, daß die Näherung gut ist.

Für den statisch bestimmt gelagerten Verbundträger gilt

$$\begin{aligned} \text{vor dem Kriechen} & & \text{nach dem Kriechen} \\ M_b = 0,01182 M_0 & & M_b = 0,00295 M_0 \\ M_e = 0,39406 M_0 & & M_e = 0,57927 M_0 \\ N = 0,008512 M_0 & & N = 0,005910 M_0 \\ \text{Differenz } \Delta M_e & = 0,18521 M_0. \end{aligned}$$

Trägheitsmoment des Verbundträgers für die Berechnung der rückführenden Kräfte nach Gl. (5)

$$J'_v = 1268850 \cdot \frac{0,39406}{0,49509} = 1009924 \text{ cm}^4.$$

Damit wird das rückführende Moment

$$M_r = \Delta M_e \cdot \frac{J'_v}{J_e} = 0,18521 \cdot \frac{1009924}{500000} M_0 = 0,3740 M_0.$$

Und die resultierenden inneren Kräfte nach dem Kriechen ergeben sich zu

$$\begin{aligned} M_b &= [0,00295 - 0,005331 \cdot 0,3740] M_0 = \\ &= 0,00096 M_0 = 38 \text{ tcm}, \\ M_e &= [0,57927 - 0,49509 \cdot 0,3740] M_0 = \\ &= 0,39411 M_0 = 15764 \text{ tcm}, \\ N &= [0,005910 - 0,007093 \cdot 0,3740] M_0 = \\ &= 0,003257 M_0 = 130,28 \text{ t}. \end{aligned}$$

b) Für das zweite Zahlenbeispiel für statisch unbestimmt gelagerte Verbundträger, dessen innere Kräfte in erster Näherung in Gl. (12) bestimmt sind, wird nunmehr die zweite Näherung gerechnet, um die Anwendung der Kriechstufenmethode zu zeigen und zum Beweis, daß schon die erste Näherung brauchbar ist.

Erste Stufe. Für den statisch bestimmt gelagerten Träger gilt

$$\begin{aligned} \text{vor dem Kriechen} & & \text{nach dem Kriechen } \varphi_E = 1,2 \\ M_e = 0,39406 M_0 & & M_e = 0,49509 M_0, \end{aligned}$$

$$\text{Differenz } \Delta M_e = 0,10103 M_0.$$

$$J'_v = 1298850 \cdot \frac{0,39406}{0,44688} = 1118875 \text{ cm}^4.$$

$$M_r = \frac{3}{2} \cdot \frac{1118875}{500000} \cdot 0,10103 M_0 = 0,33912 M_0.$$

Zweite Stufe. Für die Vorspannkräfte im statisch bestimmt gelagerten Träger gilt

$$\begin{aligned} \text{vor dem Kriechen} & & \text{nach dem Kriechen} \\ M_e = 0,49509 M_0 & & M_e = 0,57927 M_0, \end{aligned}$$

$$\text{Differenz } \Delta M_e = 0,08428 M_0.$$

$$f_i = \frac{f^2}{2EJ_e} \cdot 0,08418 M_0.$$

Für die Mittelstützenkräfte der ersten Kriechstufe gilt im statisch bestimmt gelagerten Träger

$$M_e = 0,44688 \cdot 0,33912 M_0 = 0,15155 M_0,$$

vor dem Kriechen

$$M_e = 0,53910 \cdot 0,33912 M_0 = 0,18282 M_0,$$

$$\text{Differenz } \Delta M_e = 0,03127 M_0.$$

$$f_2 = \frac{l^2}{3 E J_e} \cdot 0,03127 M_0$$

Durchbiegung infolge des rückführenden Biegemomentes

$$f_3 = \frac{l^2}{3 E J_v} \cdot M_r,$$

Deformationsbedingung

$$f_1 - f_2 = f_3,$$

$$\frac{l^2}{2 E J_e} \cdot 0,08418 M_0 - \frac{l^2}{3 E J_e} \cdot 0,03127 M_0 = \frac{l^2}{3 E J_v} \cdot M_r.$$

$$M_r = \left(\frac{3}{2} \cdot 0,08418 - 0,03127 \right) \cdot \frac{1118875}{500000} M_0 = 0,21259 M_0.$$

Damit werden die resultierenden inneren Kräfte nach dem Kriechen über der Mittelstütze

$$M_b = 0,00295 - 0,003929 \cdot 0,33912 -$$

$$- 0,007704 \cdot 0,21259 M_0 = -0,00002 M_0,$$

$$M_e = 0,57927 - 0,53910 \cdot 0,33912 -$$

$$- 0,44688 \cdot 0,21259 M_0 = +0,30145 M_0,$$

$$N = 0,005910 - 0,0064745 \cdot 0,33912 -$$

$$- 0,007770 \cdot 0,21259 M_0 = +0,002062 M_0.$$

c) Für das dritte Zahlenbeispiel für statisch unbestimmt gelagerte Verbundträger, dessen innere Kräfte nach dem Kriechen in erster Näherung in Gl. (14) bestimmt sind, wird nunmehr die zweite Näherung gerechnet, um die Anwendung der Kriechstufenmethode zu zeigen und zum Beweis, daß schon die erste Näherung brauchbar ist.

Erste Stufe. Für die Schwindkräfte im statisch bestimmt gelagerten Träger gilt nach Gl. (10)

$$M_e = \frac{2669}{2} \cdot e^{-\lambda_1 \frac{\varphi_E}{2}} \left(1 + 0,5 \lambda_1 \frac{\varphi_E}{2} \right) =$$

$$= 1335 \cdot 0,8333 \cdot 1,0912 = 1214,$$

$$J_v = 1268850 \cdot \frac{0,39406}{0,44688} = 1118875 \text{ cm}^4,$$

$$M_r = \frac{3}{2} \cdot 1214 \cdot \frac{1118875}{500000} = 4075 \text{ tcm.}$$

Zweite Stufe. Für die Schwindkräfte im statisch bestimmt gelagerten Träger gilt

zu Beginn der Stufe am Ende der Stufe

$$M_e = 1214 \text{ tcm,} \quad M_e = 2191 \text{ tcm,}$$

$$\text{Differenz } \Delta M_e = 977 \text{ tcm.}$$

Für die inneren Kräfte aus der Mittelstützenkraft der ersten Stufe gilt im statisch bestimmt gelagerten Träger

zu Beginn der Stufe am Ende der Stufe

$$M_e = 0,44688 \cdot 4075 = M_e = 0,5391 \cdot 4075 =$$

$$= 1821 \text{ tcm,} \quad = 2197 \text{ tcm,}$$

$$\text{Differenz } \Delta M_e = 376 \text{ tcm.}$$

$$M_r = \left(\frac{3}{2} \cdot 977 - 376 \right) \cdot \frac{1118875}{500000} = 2439 \text{ tcm.}$$

Damit werden die resultierenden inneren Kräfte über der Mittelstütze nach dem Kriechen

$$M_b = +4,48 - 0,003929 \cdot 4075 -$$

$$- 0,007704 \cdot 2439 = -30,32 \text{ tcm,}$$

$$M_e = +2191 - 0,53910 \cdot 4075 -$$

$$- 0,44688 \cdot 2439 = -1096 \text{ tcm,}$$

$$N = -31,36 - 0,0064745 \cdot 4075 -$$

$$- 0,007770 \cdot 2439 = -77,40 \text{ t.}$$

Literatur:

1. H. Fröhlich: Der Bauingenieur 24 (1949), S. 300.
2. B. Fritzl: Die Bautechnik 27 (1950), S. 37.

Die Bauausführung bei den Stautufen der Unteren Isar.

Von Dr.-Ing. J. Stocker, Baudirektor der Bayernwerk AG.

Die Bedeutung der Elektrizitätsversorgung wurde durch die in den letzten Jahren oft notwendig gewordenen Einschränkungsmaßnahmen im Bundesgebiet jedermann neuerdings und ernsthaft bewußt. Erfreulich ist deshalb der Zugang an installierter Kraftwerkleistung, der in Bayern im Jahre 1949 rd. 42 000 kW, im Jahre 1950 rd. 96 000 kW (davon 61 000 kW Dampfleistung) beträgt. Es kann trotzdem bei weitem nicht davon die Rede sein, daß Bayern in seiner Stromversorgung die Versäumnisse vor 1945 hinsichtlich der Erstellung von Stromerzeugungsanlagen nachgeholt hätte oder in kurzer Zeit nachholen kann.

Der bayerische Jahres-Gesamtstromverbrauch von 1950 ist rd. 12% höher als jener von 1949, der Gesamtverbrauch im 1. Halbjahr 1951 liegt rd. 25% über jenem des 1. Halbjahres 1950. Dazu liegen Bayern und auch das Bundesgebiet in ihrem spezifischen Stromverbrauch, ausgedrückt in kWh pro Kopf der Bevölkerung und Jahr, noch weit unter den entsprechenden Verbrauchswerten vieler europäischer Länder. Es ist deshalb klar, daß das Verlangen nach elektrischem Strom im Bundesgebiet weiterhin erheblich zunimmt und in den nächsten Jahren in gesteigertem Maße Kraftwerke neu erstehen werden und müssen.

Innerhalb dieses Ausbauprogramms nimmt das Projekt der Unteren Isar, das eine Gesamtleistung von 137 000 kW und eine Stromerzeugungsmöglichkeit von 676 Mio. kWh pro Jahr haben wird, eine beachtenswerte Stelle ein.

Der mit „Untere Isar“ bezeichnete Flußabschnitt der Isar beginnt in Landshut und endet mit der Isareinmündung in die Donau. Er ist 73 km lang und hat ein Gesamtgefälle von 75 m, im Mittel also 1‰. Die Ausbauarbeiten werden die Gesamtheit dieser Flußlänge erfassen. Zum Einbau kommen 9 Kraftstufen von je rd. 8 m Gefälle, die Entfernung von Stufe zu Stufe beträgt 6 bis 10 km.

Das Mittel des Jahresabflusses der Unteren Isar beträgt 161 m³/sec. Die Ausbaugröße ist für die Stufen 1 bis 8 auf 270 m³/sec, für die Stufe 9 auf nur wenig über Jahresmittelwasser festgelegt. Durch je ein Speicherbecken oberhalb Werk 1, 2 und 9 werden die Werke 1 mit 8 spitzenfähig, so daß die Isarwassermenge auf die Haupttageslastzeiten zusammengedrängt werden kann. Hierdurch rechtfertigt sich die große Ausbauwassermenge von 270 m³/sec, die nur etwa an 20 Tagen im Jahr überschritten wird. Werk 9 führt als reines Laufwerk die Triebwassermenge gleichmäßig der Donau zu.

Die Unterschiede in den Gefällshöhen der Werke sind so unbedeutend, daß grundsätzlich eine einheitliche Turbinengröße möglich ist. Auch für alle Wehrbauten ist die gleiche Ausbildung vorgesehen. Die Kraftwerke erhalten je 3 Kaplanturbinen von 90 m³/sec Schluckfähigkeit. Die Generatoren sitzen als Schirmgeneratoren auf der senkrechten Turbinenwelle und liefern ihre Leistung mit 6 kV auf die Transformatoren der Freiluftschaltanlage. Der Wortlaut des Themas enthebt mich der Aufgabe, eingehender über Art und Montage der Turbinen, Gene-

ratoren, Transformatoren usw. der Staustufen zu berichten.

Es ist Zweck der folgenden Darlegungen, über die Bauausführung des 1. Abschnittes des Ausbaues der Unteren Isar Aufschluß zu geben. Mit Ausnahme von noch laufenden Maschinen- und Elektromontagen ist der Bau dieses Abschnittes, also der Kraftstufen 1 (Altheim) und 2 (Niederaichbach) vollendet. Die Hauptarbeiten der Erstellung dieser Stufen waren:

- a) Die Bauwerksarbeiten für Krafthäuser und Wehre,
- b) die Errichtung umfangreicher Staudämme und Hochwasserdämme.

Außerhalb der Bereiche der Stauseen erhält jedes der Isarufer Hochwasserdämme. Die Stau- und Hochwasserdämme zusammen verhindern jede Ausuferung der Isar und damit jede Geländeüberschwemmung bis zu Hochwasserführungen von 1600 m³/sec, dem höchsten Hochwasser der letzten 50 Jahre. Gleichzeitig mit dem Ausbau der Kraftwerke der Unteren Isar wird also Niederbayern isarhochwasserfrei gelegt.

Den höchsten Wasserstand seit 1900 erreichte die Untere Isar im Juni 1940 mit 1600 m³/sec, das ist das 30fache des niedersten Wasserstandes innerhalb dieser 50 Jahre (November 1945: 55 m³/sec). Die mittlere Wasserführung der Unteren Isar beträgt im Sommerhalbjahr 188 m³/sec, im Winterhalbjahr nur 134 m³/sec, jährlich im Mittel also 161 m³/sec.

Der höchste Wasserstand in der bis jetzt abgelaufenen Bauzeit von über 2 Jahren betrug 750 m³/sec, erreicht am 25. 9. 1949.

Schon bei Wasserführungen von 800 bis 1000 m³/sec trat die Isar an verschiedenen Stellen im Gebiete der Unteren Isar I über die Ufer, solange die Dammbauten nicht fertiggestellt waren.

Eine Statistik für die letzten 37 Jahre (1911 bis 1947) zeigt, daß die Untere Isar „höhere“ Wassermengen fünf- bis zehnmal so oft in Sommerhalbjahren führt als in Winterhalbjahren, daß sie ferner ausgesprochene Hochwassermengen, gerechnet ab 900 m³/sec, überhaupt nur in Sommerhalbjahren hat.

Kurz unterhalb Landshut, noch 3,5 km vor dem Kraftwerk der Stufe 1, befindet sich das Albing er Wehr, das 1914 erbaut wurde. Sein technischer Hauptzweck ist

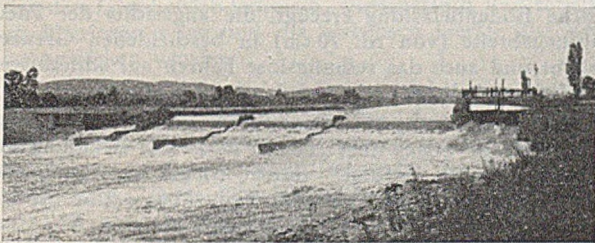


Abb. 1. Albing er Wehr.

bzw. war die Verhinderung von Isarcintiefungen in dortiger Gegend. Der Wasserabfall am Wehr beträgt rd. 6 m. Durch den Speichersee vor Stufe 1 wird es nunmehr rd. 1 m überstaut (Abb. 1).

Der Güterverkehr von und zu den Kraftstufen war und ist wie folgt organisiert:

Zur Stufe 1 wurde Bundesbahn-Gleisanschluß und Anfahrtsstraße,

zur Stufe 2 nur eine Anfahrtsstraße gebaut. Güterwaggons von und zur Stufe 2 werden mittels Straßenroller (Coulemayerwagen) befördert. Die Bahnhofsentfernung beträgt 4,5 km. Diese Güterverkehrsabwicklung verlief bislang störungsfrei.

Für die Stromversorgung der Baustellen wurde eine 20-kV-Baustromleitung errichtet und an das Bayernwerk-Umspannwerk Altdorf bei Landshut angeschlossen.

Das geologische Profil im Bereich der Baustellen der Unteren Isar ist für alle Fragen der Foundation nicht

immer ein sehr günstiges. Unter einer 10 bis 15 cm starken Humusschicht steht zunächst eine bis zu rd. 1 m starke Schlack- bzw. Schluffschicht an. Ihr folgt eine 4 bis 5 m starke Kiesschicht, zunächst 3 bis 4 m Alluvium, dann 1 bis 2 m Diluvium mit vorherrschendem Grobkorn. Beide Kiesschichten sind außerordentlich wasserdurchlässig und sehr stark grundwasserführend. In den beiden Kiesschichten liegt eine schwächere Schicht stark gebundenen Kieses, in den Kiesschichten selbst Schichten von Nagelfluh, die höhen- und flächenmäßig vollkommen unregelmäßig sind und oft innerhalb einer Entfernung von 1 m von rd. 20 cm Stärke auf Stärken bis zu maximal 1 m wechseln. Ihr Vorhandensein verursachte naturgemäß sowohl bei den Rammarbeiten wie bei den Aushubarbeiten die zu erwartenden Schwierigkeiten. Unter dem Diluvium stehen tertiäre Sedimente an, beginnend mit kiesigem Material, übergehend in ausgesprochen wassertragenden Flinzmergel in Stärken von 1 bis 3 m, der vielfach mit tertiären Flinzsandsteinschichten und Hartmergelschichten durchzogen ist. Leider hat die Flinzmergelschicht keine konstante Höhenlage. Zum Teil befindet sich das Fundamenttiefste des Kraftwerkes noch im Flinzmergel, zum Teil wird derselbe schon oder annähernd durchstoßen. Unter dem Flinzmergel stehen tertiäre, unverfestigte Quarzfeinsande und Quarzkiese an, wobei sich die Feinsande beim Öffnen der Baugruben ziemlich schwimmig verhalten.

Die ausgeführten Bohrungen reichen bis rd. 40 m unter Gelände; andere Ausbildungen als die der Flinzformation mit Flinzkies, Flinzmergel, Flinzsand wurden dabei nicht angetroffen. Die Wasserführung der tertiären Sande und Kiese ist keine große und beträgt je Flächeneinheit ungefähr $\frac{1}{10}$ der Wasserergiebigkeit der alluvialen und diluvialen Schichten. Entsprechend steil sind auch die Sickerkurven in diesem Tertiärmaterial.

Dieser geologischen Schichtung zufolge sind mehrere Grundwasser-Stockwerke vorhanden, die keine Verbindung miteinander haben. Der tertiäre, unterste Grundwasserhorizont unter dem Flinzmergel steht unter artesischem Druck, und zwar mit einem Überdruck von etwas unter 1 atü in der ausgehobenen Baugrube, ein Zustand, der in Anbetracht der wenig starken Flinzmergelschicht und ihrer annähernden Durchstoßung bis zur Foundation ernste Gefahr von Grundbrüchen in sich birgt. Unangenehme Vorkommnisse dieser Art sind nicht eingetroffen, in erster Linie allerdings dadurch gebannt worden, daß in Stufe 2, wo die Untergrundverhältnisse etwas ungünstiger als in Stufe 1 sind, eine weitgehende Spezialabsenkung des tiefsten Grundwasserhorizontes vorgenommen wurde, sowohl im Krafthaus wie im Wehr.

Das Gros des Abtrages (Flußsohlenbaggerungen, Flußverbreiterungen, Dammfußaushub, Entnahmegrubenbaggerungen, Entwässerungsgrabenherstellung usw.) beschränkt sich projektlich auf die ungefähre Höhe der anstehenden alluvialen Schichten. Aushub von Nagelfluh und tertiärem Material fällt nur in den Kraftwerksbaugruben an.

Die Hauptbauleistungen der Unteren Isar I sind
2,7 Mio. m³ Bodenbewegung,
100 000 m³ Beton und Eisenbeton für den Bau der Krafthäuser und Wehre,
20 000 m³ Beton für 130 000 m² Böschungsbeton,
9000 t Spundwandrammung,
umfangreiche Wasserhaltungsarbeiten.

Bevor in die Einzelheiten der angewandten Erdbaumethoden eingegangen wird, sei noch kurz die Dammgestaltung beschrieben. Die Höhe der Dämme über Gelände beträgt 2 bis 6 m. Die Krone ist 3 m breit. Wasserseitig haben die Staudämme ein Böschungsverhältnis von 1 : 1,7, die Hochwasserdämme ein solches von 1 : 2. Landseitig bei allen Dämmen beginnt die Böschung ab Oberkante mit dem Verhältnis 1 : 2, geht dann über auf 1 : 3

und schließt an das Gelände in einer Ausrundung an, wie sie seinerzeit beim Bau der Autobahn ausgeführt wurde. Sämtliche Dammauflageflächen sind zu roden und zu enthumusieren. Der darunter anstehende Schlack oder Schluff ist auf die Breite der beiderseitigen Böschungsfüße bis auf den Kies auszuheben. Im wasserseitigen Dammfuß genügt es, bis auf verschlickten Kies zu gehen, im landseitigen Dammfuß muß bis auf einwandfrei durchlässigen Kies ausgehoben werden. Der Dammfußaushub ist in den Dammkern unter Verdichtung einzubauen. Die Kernhöhe darf $\frac{1}{4}$ der Dammhöhe nicht überschreiten. Alle Teile des Dammes, ausgenommen der genannte Dammkern, sind aus Kies herzustellen, vor allem die landseitigen Dammfüße aus sauberem Kies. Der gesamte Damm ist durch Walzen, Stampfen oder dergleichen zu verdichten. Landseitig befindet sich in einem Abstand von rd. 20 m ein Entwässerungsgraben, der zur Aufnahme und Weiterleitung des Dammsickerwassers dient. Diese Sickergräben münden nach jeder Stufe in deren Unterwasser ein. Zur Vermeidung bzw. Verminderung von Wasseraustritten aus den Haltungen — auf dem Umwege über den kiesigen Untergrund — erhielten sämtliche wasserseitigen Staudammfüße auf rd. 1,5 km Länge ab Krafthaus eine Spundwandschürze. Deren Bohlen sind 4 bis 5 m lang und reichen im allgemeinen bis zum tertiären Material, das zum Teil nicht wasserführend, zum Teil wenig wasserführend ist. Als Spundwände wurden dabei sehr leichte Profile genommen. Deren Kopf wurde in den Böschungsbeton einbetoniert. Alle Staudämme haben wasserseitig einen 15 cm starken Böschungsbeton.

Der Aushub erfolgte restlos mit Baggern. Es waren in den Zeiten des intensivsten Erdbetriebes (Mai 1950) 34 Bagger eingesetzt, und zwar 1 Eimerketten-Schwimmbagger und 33 Raupenbagger, letztere je nach Eignung ausgerüstet mit Greifer oder Schürfkübel oder Tieflöffel als Grabgefäß.

Unterstützend bei den Erdarbeiten, vor allem für den Einbau des Aushubmaterials, waren 10 Planiertraupen tätig.

Die Erdarbeiten wurden in der Regel in Doppelschichtenbetrieb durchgeführt. Rund 2 000 000 m³ wurden in der Hauptabtragszeit vom Juni 1949 bis November 1950 gefördert, was eine Leistung von 110 000 m³ je Monat, bzw. 5000 m³ je Tag darstellt. Die Tageserdhöchstleistung wurde am 15. 6. 1950 mit 10 500 m³ erzielt.

Für den Erdtransport kamen folgende Methoden zur Anwendung:

1. Rd. 1 000 000 m³ Boden, d. i. 37% des Gesamtabtrages, wurden vom Aushubgerät direkt quer geworfen, vor allem der größte Teil des Humusab- und -auftrages, ferner des Dammfußabtrages und des Seitengrabenaushubes. Für einen namhaften Teil dieser Querverförderung genügte einmaliges Werfen.

2. Rd. 150 000 m³, vor allem Hochwasserdammschüttungen, mußten auf geringe Entfernungen (100 bis 200 m) transportiert werden, was mit gewöhnlichen Lastwagen bzw. Kippautos, zum größeren Teil allerdings mit Spezialwagen, ausgeführt wurde. Verwendung fand dabei vor allem der Raupenwagen von Menck & Hambrock mit einem Fassungsvermögen von 4,50 m³. Seine Entleerung erfolgt durch Bodenklappen. Gezogen waren diese Wagen von Raupenschleppern. Die ganze Apparatur wirkte auf den Dämmen gut bodenverdichtend.

3. Die großen Längstransporte wurden mit einer einzigen Ausnahme mit Bauschmalspurbahnen getätigt.

4. Diese einzige Ausnahme im Transportbetrieb der Unteren Isar bildete der gleislose Betrieb der Firma Kunz & Co., der rund 200 000 m³ der Erdleistung dieser Firma erfaßte, bzw. alle Aushubmengen, welche von dieser Firma längstransportiert werden mußten. Der Firma Kunz war der Bau des Kraftwerkes Altheim (Krafthaus und Wehr) übertragen.

Eingesetzt waren dafür 2 amerikanische Erdtransport-Spezialautos mit Bodenentleerung, hergestellt von der Firma Le Tourneau, Peoria, Illinois, USA. Ihre Bezeichnung lautet Tournatrailer, ihr Modell hat die Nummer W 210. Das Fassungsvermögen jedes der beiden Wagen beträgt eben gestrichen rd. 9 m³, gehäufelt rd. 12 m³, im Mittel demgemäß rd. 11 m³ gebaggertes Aushubmaterial, was rd. 10 m³ gewachsenem Boden entspricht. Der Wagen hat eine Gesamtlänge von 9,20 m, eine Breite von 3,20 m und eine Höhe von 2,75 m. Die Radspur beträgt 2,60 m. Sein Antriebsmotor ist ein 150-PS-Original-Herkulesmotor. Die Wagen fahren folgende Geschwindigkeiten: mit dem 1. Gang 4,5 km/Stunde, mit dem 2. Gang 7,5 km/Stunde, mit dem 3. Gang 13,5 km/Stunde, mit dem 4. Gang 24 km/Stunde. Auf ebenem, annähernd gutem Gelände fahren sie mit Geschwindigkeiten von 20 bis 25 km/Stunde und nehmen — voll beladen — ohne Schwierigkeiten Steigungen bis zu rd. 8%. Die Pneuweite, d. h. die Aufliegebreite der Gummireifen des Wagens auf dem Fahrwege beträgt ungefähr 70 cm. Die Entleerung des Wagens geschieht dadurch, daß die 4 Seitenwände, die auf dem festen Wagenboden beweglich aufgebaut sind, durch den Motor — nach entsprechender Schaltung — mit dem Ladegut über den Wagenboden nach rückwärts hinausgeschoben werden, der Aufbau also rückwärts gleitet und das Ladegut abwirft bzw. verliert (Abb. 2). Das Nettogewicht eines solchen Wagens beträgt 15 t, das Gewicht der Wagenfüllung rd. 18 t, das Wagenbruttogewicht demgemäß rd. 33 t, was eine spezi-



Abb. 2. Tournatrailer-Entladung.

fische Bodenbelastung erzeugt, die angesichts der Pneuaufliegebreite (von rd. 70 cm) in bescheidenen Grenzen bleibt und auch das reibungslose Fahren auf schlechteren Böden ermöglicht.

Der Beschaffungspreis eines solchen Tournatrailers beläuft sich auf etwas über 100 000 DM. Die Beladung der Tourneauwagen erfolgte durch Menck & Hambrock-Raupenbagger, Type Mb oder Type Mc, welche Schürfkübel, d. h. Zieheimer als Grabgefäß hatten.

Innerhalb einer Kontrollperiode von 2 Wochen im Herbst 1949 (je 1 Woche im August und September) ergaben sich bei einer mittleren Transportweite von rd. 400 m ein Leistungsergebnis von 34,5 m³ je Wagen und Aushubbetriebsstunde.

Der Aushubboden wurde zum Teil zum Bau von Staudämmen verwendet, zum Teil zur Aufschüttung eines Freiluftanlagengeländes in der Nähe des künftigen Krafthauses (Schütthöhe 1 bis 1,50 m).

Der Stundenaufwand je m³ für Transport und Kippe bei diesem gleislosen Betriebe liegt begrifflicherweise ganz erheblich unter dem Stundenaufwand je m³ bei Erdbau mit Gleisbetrieb.

Transportschwierigkeiten sind nicht aufgetreten. Der Aushub aus dem Wasser führte manchmal zu leichten Behinderungen auf der Kippe. Der durch den Bagger aufgeladene Feinsand hielt lange (bis zur Kippe) das Wasser in sich zurück und vernäßte deshalb die Einbaustelle sehr. Die Räder der Autos versackten dabei und konnten erst

nach längerem Manövrieren wieder flottgemacht werden, am besten unter Zuhilfenahme eines Raupenschleppers oder einer Planierdrape als Zugmaschine. Besondere Ansprüche an Qualität des Fahrweges auf dem bewachsenen Gelände stellen die Tourneauwagen im allgemeinen nicht.

Mit zu den besonders großen Vorteilen des gleislosen Betriebes gehört die Tatsache, daß er grundsätzlich das Tempo einer Bauabwicklung viel günstiger beeinflußt als der Gleisbetrieb. So entbehrt die Ausführung von Erdarbeiten mit gleislosem Betrieb aller Gleisaufbauten, Gleisumbauten und Gleisabbauten. Dies allein sind bei Gleisbetrieb Vor-, Neben- und Nacharbeiten, die kostenmäßig und zeitgemäß erhebliche Teile einer Bauausführung in Anspruch nehmen. Beim gleislosen Betrieb bedeutet deshalb der Baubeginn auch den Beginn produktiver Arbeit. Zu diesen bauzeitlichen Vorteilen des gleislosen Betriebes kommt der Vorteil der möglichen Vermeidung oft sehr störender Baubehelfsmaßnahmen während der Bauausführung. Die Herstellung langer Ausfahrtsrampen, langgezogener Kurvenwege und dergleichen, im Abtragsbereich sowohl wie im Auftragsbereich, kommen in Wegfall. Rampen und Kurven für motorisierte Erdtransportwagen verschwinden an Bedeutung gegenüber jenen für Lokbetrieb. Die Kraftwagen sind außerordentlich kurzweilig und überwinden ohne Schwierigkeit ungleich steilere Neigungen als Gleisbahnzüge. Beim Aushub von Baugruben, wie solche für Krafthausbauten, fällt dieser Vorteil des gleislosen Betriebes besonders ins Gewicht.

Mit zu den weiteren besonderen Merkmalen, die den gleislosen Betrieb vom Gleisbetrieb unterscheiden, gehört die Verschiedenheit des Arbeiterbedarfes. Leute für Gleisarbeiten jeder Art und die — zahlenmäßig noch stärkeren — Kippmannschaften kommen beim gleislosen Betrieb in Wegfall. Solche Tatsachen allerdings haben ihr Pro und ihr Contra, wie vergangene Jahre und die Gegenwart es zeigen. In Zeiten großer Arbeitslosigkeit verlangt das öffentliche Interesse, nicht Menschen durch Maschinen zu ersetzen; in Zeiten großer Arbeitskonjunktur sucht man Leute einzusparen. Das Streben nach gleislosem Betrieb hat sich also unter Umständen den Erfordernissen der Zeit unterzuordnen, trotz eventueller Überzeugung, daß entsprechend den gegebenen Verhältnissen der gleislose Betrieb dem Gleisbetrieb technisch, wirtschaftlich und terminlich überlegen wäre und die gleislosen Geräte zur Verfügung stehen würden.

Auch in rein wirtschaftlicher Hinsicht ist der gleislose Betrieb dem Gleisbetrieb überlegen, d. h. der Kostenaufwand je m³ Erdarbeit mit gleislosem Betrieb bleibt entschieden unter dem Kostenaufwand für Erdarbeiten mit Gleisbetrieb. Diese Überlegenheit ist allerdings bei den zur Zeit nicht hohen Lohnsätzen aber hohen Betriebsstoff- und Reifenpreisen in Deutschland in bescheidenen Grenzen. Der Vergleich der Kalkulation eines gleislosen Erdbetriebes (Transport und Einbau) mit amerikanischen Wagen mit der Kalkulation eines Gleiserdbetriebes (Transport und Einbau) 600-mm-Spur, beide Betriebe in Deutschland, beide Betriebe mit gleichen Tagesleistungen (Bagger- und Planierarbeiten nicht in die Kalkulation mit einbezogen), ergibt folgendes Ergebnis:

Der Lohnaufwand (einschl. Lohnunkosten) ist bei Gleisbetrieb drei- bis viermal so hoch wie der Lohnaufwand (einschl. Lohnunkosten) bei gleislosem Betrieb, andererseits allerdings ist der Aufwand für Gerätemiete, Reparaturarbeit, Ersatzteilverbrauch einschl. Reifenersatz, Betriebsstoff- und Schmiermittelaufwand usw. beim gleislosen Betrieb je m³ Leistung zwei- bis dreimal so hoch wie jener bei Gleisbetrieb. Folgende Kalkulationsannahmen sind dabei gemacht: Als Nutzungsdauer für die Tourneauwagen sind 5 Jahre angenommen (diese Annahme entspricht jener der Amerikaner), so daß eine Abschreibung und Verzinsung von 3,2 % je Monat entsteht.

Die Berechnung der Nutzungsdauer der Gleisbetriebsgeräte basiert auf den Angaben der Geräteliste der Bauwirtschaft. Die Zusammensetzung des Gesamtkostenaufwandes je m³ Erdtransport und Kippe beider Betriebe zeigt folgendes charakteristisches Bild: Bei Gleisbetrieb beträgt der Lohnanteil einschl. Lohnunkosten rd. 70 % des Gesamtaufwandes, die übrigen Kostenanteile rd. 30 %. Beim gleislosen Betrieb ist das Verhältnis ein umgekehrtes: Der Lohnanteil einschl. Lohnunkosten beträgt rd. 25 % des Gesamtaufwandes, die Summe der übrigen Kosten rd. 75 % desselben. Der Gleisbetrieb ist also in viel höherem Maße eine lohnintensivere Arbeit als der gleislose Betrieb.

Summarisch betrachtet liegt für Deutschland zur Zeit der Gesamtkostenaufwand je m³ Transport plus Kippleistung bei gleislosem Betrieb unweit der Kostenhöhe bei Gleisbetrieb. Der Unterschied bleibt an der Unteren Isar im Rahmen von rd. 10 %, allerdings zu gunsten des gleislosen Betriebes. Arbeitsgebiete mit höheren Stundenlöhnen, als sie momentan an der Unteren Isar I Geltung haben, werden das Resultat des Kostenvergleichs entsprechend zu gunsten des gleislosen Betriebes ändern. Zwangsläufig folgt daraus, daß in Amerika, wo die Stundenlöhne wesentlich höher sind als bei uns und das Kilogramm Dieselöl billiger ist als in Deutschland, der gleislose Erdbaubetrieb allein schon aus wirtschaftlichen Gründen dem Gleisbetrieb entschieden vorgezogen wird.

Aber auch in Deutschland kann dem gleislosen Erdbaubetrieb, wenn auch für ihn in unserem Lande nicht die gleichen günstigen wirtschaftlichen Voraussetzungen gegeben sind wie in Amerika, eine gute Prognose gestellt werden. Seine technischen, terminlichen und — wenn auch bescheiden — wirtschaftlichen Vorteile werden auch bei uns nicht übersehen. Wenn diese Vorteile aber nicht immer, besser gesagt: nur selten, gewürdigt werden, d. h. gleisloser Betrieb nur wenig zur Anwendung kommt, so ist dies dadurch begründet, daß wir in einer Zeit leben, in der Finanzierungen und Neuinvestitionen zur Ergänzung oder Umformung eines Baugeräteparkes mangels Anlagekapital unmöglich sind, ferner in einer Zeit leben, in der aus Gründen der Kapitalknappheit die Lösung großer und größter Bauaufgaben nur beschränkt möglich ist.

Auf die Verdichtung aller Dammschüttungen, sowohl der Hochwasserdämme wie vor allem der Staudämme, wird an der Unteren Isar in Anbetracht des nicht gerade sandreichen Schüttmaterials allergrößter Wert gelegt. Mit ihr soll zusätzlich zur Böschungsbetonverkleidung eine möglichst ausgiebige Verdichtung des Dammes und eine gewisse Verminderung des Dammsetzmaßes erreicht werden. Sicherheitshalber wurden die Dämme noch mit 5%iger Überhöhung geschüttet. Die Befahrung mit den Transportgeräten genügte nicht, dies um so weniger, als die Dämme der Unteren Isar I nach ihrer Fertigstellung nur ganz kurze Zeit staufrei blieben. Die Schüttungsverdichtung an der Unteren Isar I wurde in der Regel, d. h. für die hauptsächlichsten Schüttungsmengen, mit Baggerstampfern (Stampfplatten von 2 t Gewicht an den Bagger montiert) durchgeführt. In einem kleineren Erdlos wurden statt Baggerstampfern Walzen mit Dienstgewichten von 6 bis 12 t eingesetzt. Für gewisse Schüttungsteile, wie z. B. die Böschungsränder und ganz niedrige Hochwasserdämme fanden Delmag-Frösche bis zur Größe von 1000 kg Verwendung. Insgesamt waren an der Unteren Isar I während der Zeit des großen Erdbetriebes in Arbeit: 7 Baggerstampfer, 4 Walzen, 5 Delmag-Frösche.

Eine nicht unmaßgebliche Hauptarbeit bei der Erstellung der beiden Unteren Isar-Kraftanlagen waren die *R a m m a r b e i t e n*, die sich nach ihrem Zweck wie folgt unterscheiden:

a) Herstellung von Spundwandschürzen für lange Strecken des wasserseitigen Dammfußes der beiderseitigen Staudämme, beginnend jeweils an den Kraftwerkern,

b) Herstellung der Baugrubenumschließungen,

c) Einbau von Konstruktionsspundwänden in den Baugruben zwecks Verbesserung der Fundationsverhältnisse.

Spundwandschürzen an den Staudämmen wurden überall da vorgesehen, wo der Stau bei abgesenktem Betriebswasserspiegel noch höher als 2,50 m über Dammanfang steht. An den schürzenlosen, also weniger hoch bespülten Dammschürzen wurde der Böschungsbeton entsprechend tiefer geführt, im Maximum bis zu 2 m (lotrecht gemessen) unter Gelände. Die Baugrubenumschließungen der beiden Kraftwerke zusammen, einschl. ihrer Wehre, zum Schutze gegen Hochwasser und Grundwasser erforderten Umschließungsspundwände von rd. 17 000 m² (= 2700 t), in Bohrlängen von 11 bis 14 m,

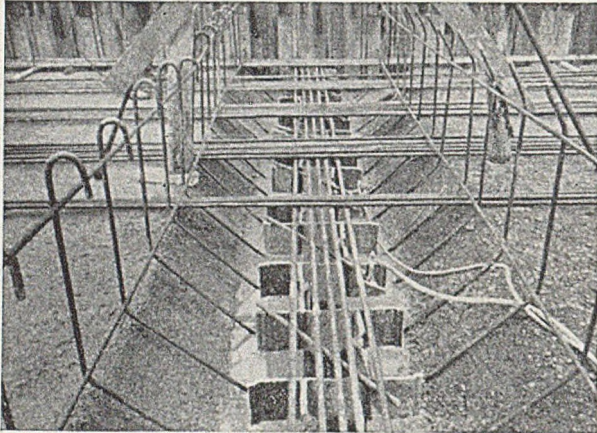


Abb. 3. Konstruktions-Spundwände.

Stufe 2 war subunternehmermäßig die Firma L. Brechtel, Ludwigshafen, eingesetzt. An Rohren für jeden Absenkbrunnen waren zunächst Mantelrohre einzutreiben, dann Bohrröhre zu schlagen und schließlich Filterrohre einzuhängen. Vor der Überflutung des Wehres bzw. nach Fertigstellung des Krafthauses werden bzw. wurden die Absenkgeräte wieder gezogen und die Bohrräume, speziell in der Grenzzone zwischen Kies und Flinz, mit Bodenmaterial verfüllt und sorgfältig mit Zementmilch verpreßt, damit keine Hohlräume verbleiben. Eingebaut und betrieben wurden in der Stufe 2 insgesamt 25 Absenkbrunnen, dies bei einer umpundeten Baugrubenfläche von 18 000 m², aus der 24 000 m² Boden auszuheben waren.

Die Kombination beider Wasserhaltungen — offene Haltung und Grundwasserabsenkung — hat sich bei den Arbeiten dieser Stufe bestens bewährt.

Der Umfang der Beton- und Eisenbetonarbeiten an der Unteren Isar I ist folgender (Abb. 4):

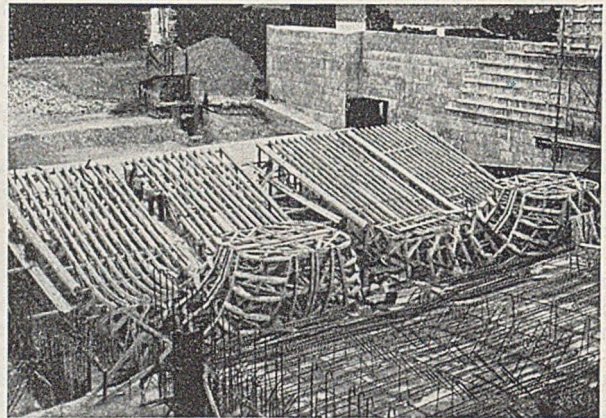


Abb. 4. Saugschlauch-Rüstung.

wovon $\frac{1}{4}$ gewollt im Boden verblieb und $\frac{3}{4}$ wieder gezogen wurden. Die Gesamtmenge der als Konstruktions-spundwand eingeschlagenen Spundwände für beide Anlagen beträgt rd. 15 000 m² (= 2200 t), in Bohrlängen von 7 bis 14 m. Ihr Zweck ist, die Fundationsverhältnisse zu verbessern. Im Krafthaus, eingeschlagen in die tertiäre Schicht, sind sie grundwasserabriegelnd, im Wehr sind sie mittragend und auftriebskräftevermindernd (Abb. 3).

Für die Ausführung der Rammarbeiten waren eingesetzt:

a) Gerüststrahlen mit Dampfbarren von 2 bis 4 t Fallgewicht, vor allem für die Durchrammung von Sand- und Kiesschichten.

b) Schnellschlaghämmer, vor allem für die Durchrammung stark widerstandsfähigen Bodens wie Nagelfluh, Flinzmergel und dergleichen,

c) Explosionsrammen, vor allem für die schwächeren Spundwandprofile und deren kurze Längen bei den Spundwandschürzen.

Wie schon erwähnt, war an der Unteren Isar I die Ergiebigkeit der oberen Grundwasserstockwerke, also derjenigen der alluvialen und diluvialen Schichten, eine außerordentlich große. Dies traf besonders bei Stufe 1 zu. Allerdings konnte dort die Wasserhaltung noch auf eine offene Haltung, also auf den Einsatz gewöhnlicher Pumpen und auf eine Wasserzuleitung in Gräben und Drainagen beschränkt werden. In Stufe 2 jedoch, wo Fundationstiefstes und Flinzunterkante sich sehr nahe kamen, wurde der zusätzliche Einsatz einer Grundwasserabsenkungsanlage erforderlich, um von vornherein schädliche Auswirkungen des Grundwassers der tertiären Sand- und Kiesschichten, das artesischen Druck aufwies, auszuschalten. Für die Ausführung dieser Absenkung an

a) 100 000 m³ Bauwerksbeton, davon 15 000 m³ nicht armierter Beton, 85 000 m³ armierter Beton;

b) 20 000 m³ Böschungsbeton = 130 000 m²;
zusammen also 120 000 m³ Beton und Stahlbeton.

Im Stahlbeton wurden 4000 t Betonstahl mit verbaut.

Von geringen Mengen abgesehen wurde der Zement an der Unteren Isar I vom Werk Burglengenfeld (Oberpfalz) bezogen. Die Liefermenge betrug rd. 34 000 t, was einem mittleren Zementgehalt von 285 kg je m³ entspricht. Rund $\frac{2}{3}$ des Zementes wurden lose angeliefert, und zwar jener für die beiden Kraftwerke und Wehre. Diese lose Anlieferung ersparte an der Unteren Isar I die Bezahlung von rd. 450 000 Papiersäcken, die als ausländisches Material ein Devisenprodukt sind und je Stück im Mittel 30 Pfg. kosteten. Der vielfach gefürchtete Zementverlust bei loser Anlieferung, bei seiner Lagerung und seiner Beigabe zu den Zuschlagsstoffen, die an Ort und Stelle mit Saugpumpenförderung über Zementsilos erfolgt, ist nach Erfahrungen an der Unteren Isar schlimmstenfalls gleich dem Zementverlust bei Anlieferung in Säcken.

Als Zuschlagsmaterial für den Beton genügt qualitativmäßig der örtlich vorkommende Kiessand, der allerdings vor seiner Verwendung als Betonzuschlag eine Wasch- und Sortieranlage zu passieren hat. Sein zu spärlicher Feinsandanteil wird zum Teil durch Sandbezüge von auswärts, zum Teil durch Quetschsand aus mitaufgestellten und betriebenen Quetschanlagen aufge bessert.

Für die Aufbereitung des Zuschlagsmaterials war in jedem der beiden Betonhauptlose eine große Wasch- und Sortieranlage in Betrieb. Die Leistung je Anlage betrug 25 bzw. 30 m³ je Stunde.

Die Dosierung der Zuschlagsstoffe und des Zements in der Beschickungsanlage erfolgte mittels Meßeinrichtungen. Es handelte sich dabei um Zementzugabevorrichtungen mit

Wiegeapparaturen, die unterhalb der Silos eingebaut waren. Die Zementzugabe erfolgte also gewichtsmäßig.

Die erzielte Tageshöchstleistung einer der beiden Betonhauptanlagen betrug 1000 m³, erreicht im Mai 1950 (Abb. 5 und 6).

An Bauwerksbeton waren insgesamt etwa 100 000 m³ Beton und Stahlbeton herzustellen und zu verarbeiten. Es war dem Unternehmer freigestellt, den Transport des Betons von der Mischanlage zur Einbaustelle mit Wagen

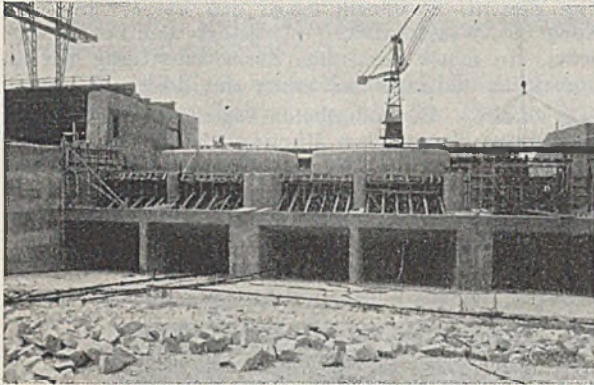


Abb. 5. Turbinen-Ausläufe.

oder Kübeln oder Transportbändern oder Pumpen vorzunehmen. Von den Hauptbetonieranlagen der beiden Kraftstufen transportierte der Unternehmer der einen Kraftanlage seinen Beton auf 600-mm-Spur und übergab ihn dann einer Transportbandanlage; der Unternehmer der anderen Kraftanlage pumpte den Beton. Als Betonpumpen waren dafür 2 Torkretpumpen mit lichtem Durchmesser von 180 mm eingesetzt.

Die Verdichtung des Bauwerksbetons, sowohl des Transportbandbetons wie des Pumpbetons, erfolgte mit Innenrüttlern, System Wacker, Frequenz bis 9000 je Minute. Sämtlicher Beton wurde „frisch auf frisch“ eingebracht. Zwischen Aufbringen einer ersten Betonschicht und dem Aufbringen einer zweiten durften im Sommer

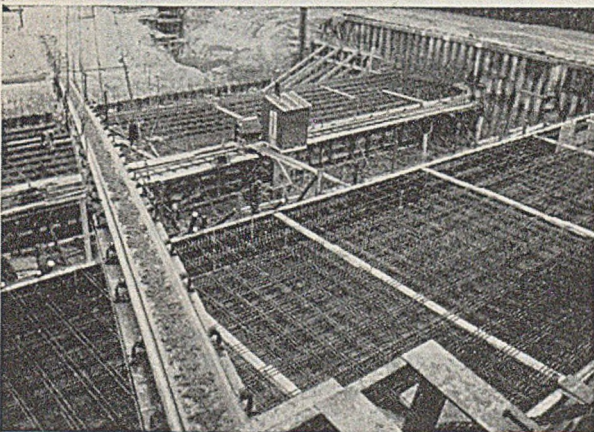


Abb. 6. Transportband-Betonanlage.

höchstens 2 bis 3 Stunden, im Winter höchstens 4 bis 5 Stunden vergehen.

Als außerordentlich vorteilhafte Helfer waren je Kraftwerk in der Hauptbetonierzeit 2 Turmkräne eingesetzt, fahrbar vor der oberwasserseitigen Bauwerksfront. Die Kräne sind Fabrikate der Firma Wolff in Heilbronn. Ihre veränderlichen Reichweiten betragen 10 bzw. 15 bzw. 20 m.

Der Leistungsumfang des Böschungsbetons betrug rd. 130 000 m³, sein Volumen 20 000 m³. 7000 m³ einer Hochwasserdammböschung wurden mit nur 10 cm starkem Böschungsbeton versehen, alle übrigen Böschungsbeton-

flächen sind 15 cm stark. Die Kornzusammensetzung des Böschungsbetons war folgende:

Ø 0—3 mm	30 bis 35 %
Ø 3—7 mm	20 %
Ø 7—15 mm	20 bis 25 %
Ø 15—30 mm	30 bis 20 %

Sa. 100 %.

Korn über 30 mm wurde beim Böschungsbeton nicht verwendet. Der Zementgehalt betrug 200 kg je m³. Die Verdichtung wurde mit hochfrequenten Vibrationsbohlen vorgenommen. Jeweils sofort nach der Vibratorverdichtung war die Betonoberfläche glatt abzuziehen. Die Betonierung erfolgte in Breiten der jeweiligen Vibrationsbohlenlängen, und zwar in überholenden Feldern, d. h. zunächst wurde Feld 1, 3, 5 usw. betoniert, nach einem gewissen Abbinden derselben Feld 2, 4, 6 usw. Als Abbindezeitminimum hierfür wurden in der kalten Jahreszeit 20 Tage, in der warmen Jahreszeit 10 Tage angenommen.

Soweit nicht Dehnungs-, d. h. Dilatationsfugen eingebaut wurden, waren die Felder mit gewöhnlichen Preßfugen, also nur Arbeitsfugen, aneinander zu reihen, die willkürliche, wilde Schwindrisse verhindern sollen. Ausgesprochene Raum- bzw. Dehnungsfugen, welche die Längenänderungen bei Temperaturerhöhungen aufzunehmen haben, erhielten in unteren 2 Dritteln eine Bitumenpappenfüllung, in ihrem oberen Drittel eine nachträglich eingebrachte Spezialbitumenfüllung. Ein großer Teil der Raumfugen erhielt anstatt Bitumenpappe und Spezialbitumen eine 4 bis 5 mm starke Füllung mit profilierten Gummipplatten aus Spezialgummimaterial, und zwar auf Höhe der gesamten Betonstärke.

Bei Betonierung im Sommer werden Raumfugen alle rd. 8 bis 12 m eingebaut, und zwar nur in sämtlichen wasserwärts gerichteten Dammkurven, also in den Dammkurven, deren geometrischer Mittelpunkt landseitig liegt und bei denen beim nachträglichen Setzen des Damms Gewölbewirkungen, evtl. Betonzerstörungen an den Arbeitsfugen, zu befürchten sind. Bei Betonierung in kälterer Jahreszeit werden auch in allen geraden Dammstrecken und in landwärts gerichteten Dammkurven Raumfugen eingebaut. Ihre Entfernung beträgt 15 m, wenn in kühlen, unter 15° C liegenden Perioden betoniert wird, etwa ab Anfang Oktober; sie beträgt 10 m in Betonierperioden mit Temperaturen um 0° C.

Drei Unternehmer mischten den Beton an stationären Anlagen und transportierten ihn auf ihrem Schmalspurbaugleis an die Einbauanlage. Nur bei 1 Unternehmer war die Betonmaschine mit der Einbauanlage zusammengebaut, mit derselben also mobil. Aufmontiert war bei dieser Anlage ein 750-l-Sonthofener-Zwangsmischer. Die ungemischten Zuschlagsstoffe wurden mit 600-mm-Spur an die fahrbare Anlage gebracht.

Für die Qualität des Böschungsbetons ist die Kombination von Mischer und Einbauanlage zweifellos die bessere. Der Transport des gemischten Betons von der stationären Anlage zur Einbauanlage nimmt oft sehr viel Zeit in Anspruch, so daß Gefahr besteht, daß der Beton abzubinden beginnt, ehe er eingebaut wird.

Noch eine kurze Beschreibung der Einbauanlagen der vier Unternehmer:

Unternehmer 1 verteilte von der Dammkrone aus den Böschungsbeton mit Blechrutschen auf der Böschung, breitete ihn dort von Hand aus und verdichtete ihn mit 3-m-Vibrationsbohlen, die beiderseitig auf Schienen beweglich aufgelagert waren.

Unternehmer 2 verwendete einen selbstkonstruierten Böschungsbeton-Spezialverteilerwagen, hinter dem getrennt eine Vibrationsbohle, Wagen und Bohle elektrisch angetrieben, herlief. Wagen und Bohle waren beweglich aufgelagert auf Schienen, die von einem Eisenfachwerkträger getragen wurden, der auf einer Schiene am

Böschungsfuß und auf dem Gleis auf der Dammkrone fahrbar aufgelagert war.

Unternehmer 3 verwendete eine Spezialeinbauanlage, hergestellt vom Sonthofener Hüttenwerk. Verteilerwagen und Vibrator, beide miteinander verbunden, liefen beiderseitig auf Schienen. Die Arbeitsbreite beträgt 3 m. Der Verteiler hatte ein Betonfassungsvermögen von $1,5 \text{ m}^3$. Seine Arbeitsgeschwindigkeit beim Betoneinbringen betrug 2 m je Minute, seine Laufgeschwindigkeit mit leerem



Abb. 7. Spezialeinbauanlage für Böschungsbeton.

Wagen 20 m je Minute. Durch eine Entleerungsklappe des Wagens wurde der Beton auf die Böschung in vorgeschriebener Stärke gleichmäßig verteilt (Abb. 7).

Die Bedienung des Vibrators und das Öffnen und Schließen der Auslaufklappe erfolgt von einem Bedienungsstand über dem Verteilerwagen aus. Die Motorstärke des Vibrators betrug 4 bis 5 PS, die Frequenz des Vibrators 3000 je Minute. Die Stundenleistung dieser Anlage lag bei 50 bis 60 m^2 Böschungsbeton.

Bei Unternehmer 4 war die Betonmischmaschine, wie schon erwähnt, an die Betoneinbaumaschine anmontiert. Die Verteilung des Betons wurde nicht mit einem Ver-

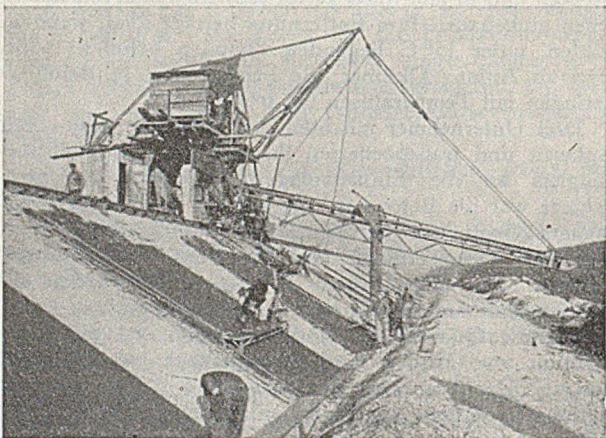


Abb. 8. Böschungsbetonierung mit Transportband.

teilerwagen, sondern mit einem schräg abwärts gerichteten Transportband vorgenommen, von dem seitlich 2 Hosenrohrstränge von 1 bis 3 m Länge bis zur Böschung reichten, die den Beton der Böschung zuführten. Der Beton auf dem Transportband wurde durch einen auf ihm aufmontierten, verschiebbaren Verteilerwinkel auf die Hosenrohre abgestreift. Verdichtet wurde dieser Beton mittels elektrisch angetriebenem, getrennt laufendem Vibrator (Abb. 8 und 9).

Über die Nachbearbeitung des Böschungsbetons sei noch angeführt, daß auf einwandfreien Deckenschluß, dies ohne Verwendung einer Estrichauflage, großer Wert ge-

legt wurde. Dieser Deckenschluß war durch „glatt Abziehen“ der Oberfläche zu erreichen und von Hand unter Verwendung von Reib- oder Glättkellen auszuführen. Er ist zeitlich unmittelbar an die Vibratorverdichtung anzuschließen. Wasser- und Sandzugaben sind dabei möglichst zu vermeiden.

Der Deckenschluß des Böschungsbetons wurde an der Unteren Isar noch dadurch gefördert, daß der Betonmischung Plastiment beigegeben wurde, und zwar 0,75 %, bezogen auf den Zementgehalt, also 1,5 kg Plastiment auf 200 kg Zement. Plastiment macht den Beton, ohne Erhöhung des Wasserzusatzes, plastischer und besser verarbeitet. In seiner chemischen Zusammensetzung spielen Chlorcalcium und Ligninsulfosäure eine Rolle.

Die erzielte Böschungsbeton-Tageshöchstleistung an der gesamten Unteren Isar I betrug 2500 m^2 , die mittlere Leistung je Tag rd. 1500 m^2 . Gearbeitet wurde bei Böschungsbeton in der Regel in Einfachschichten, in Doppelschichten nur in kurzen Sommerperioden mit langdauernder Tageshelle.

Die 4 Hochwasserdämme, die nur Höhen von 1 bis 2,5 m über Gelände haben und nur im Großhochwasser-

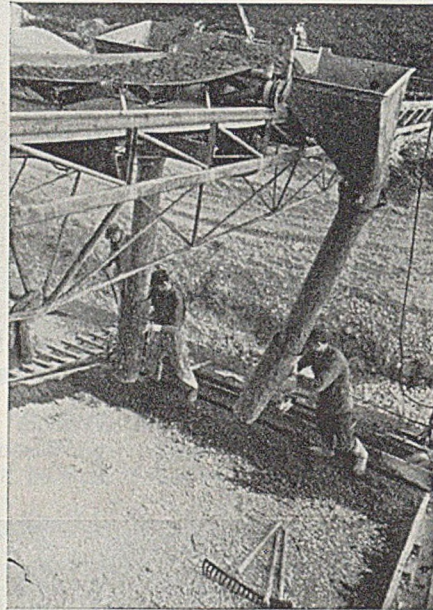


Abb. 9. Böschungsbetonierung mit Transportband.

falle gespült werden, wurden auf ihren isarseitigen Böschungen wie folgt verdichtet: Damm 1 erhielt rd. 7000 m^2 Böschungsbeton von 10 cm Stärke, der mit einer 80 cm starken Humus- bzw. Schlickschicht überdeckt wurde und dadurch das „Odium der landschaftlichen Verunglimpfung“ vermeidet.

Damm 2 erhielt, da er sehr niedrig ist, außer einer guten Humusanddeckung keine besondere Dichtung.

Damm 3 und 4, rechts und links der Isar, 20000 bzw. 16000 m^2 Dichtungsfläche, erhielten bituminöse Böschungsteppiche. Diese Böschungsteppiche wurden nach ihrer Fertigstellung ebenfalls mit einer 80 cm starken Humus- und Schlickschicht bedeckt. Der Kostenaufwand je m^2 dieser Teppiche unterschied sich nicht wesentlich vom Kostenaufwand für 10 cm starken Böschungsbeton.

Wenn auch der Bau von Wasserkraftanlagen, vom maschinellen Teil abgesehen, in der Hauptsache eine Tiefbauangelegenheit ist, so soll doch der Bericht über die Bauausführung bei den Staustufen der Unteren Isar nicht endigen, ohne auch einen kurzen Überblick über die zu erstellenden hochbaulichen Anlagen dieser Stufen zu geben.

Der umbaute Raum der gesamten Hochbauanlagen beträgt für beide Stufen rd. 70000 m^3 .

Estellt wurden je Stufe:

- a) das Krafthaus, welches das Gesamtgebiet der Turbinen bzw. Generatoren überdacht, einschl. einer profil- und ausführungsmäßig krafthausgleichen Verlängerung für Montagearbeiten. Die Gesamtlänge des Gebäudes beträgt 88 m, seine Breite 15 m, seine lichte Höhe 11,50 m,
- b) angebaute Werkstättenräume,
- c) das Schalthaus,
- d) in einer Entfernung von rd. 1000 m bzw. 800 m von den Krafthäusern je eine Wohnkolonie für die zukünftigen Betriebsangestellten der Werke.

Die Krafthäuser bestehen aus einem Stahlskelett, das entsprechend ausgemauert wurde. Die Hauptteile des

Stahlskelettes sind 22 große Binder, die dem Krafthaus auch die äußere Form geben bzw. nach dem gewünschten Krafthausquerprofil konstruiert sind. Die Binder bestehen aus Peiner-Trägern, ihre Entfernung voneinander beträgt 4 m. Die Ausmauerung erhält entsprechenden Verputz. Die Dächer sind sattelförmig mit schwacher Neigung. Die Dachdeckung besteht aus Spezialhohlsteinen mit Betonrippen und Betonplatte, zusätzlich einer Leichtbetonaufgabe, auf die in Altheim eine Kupferblechabdeckung, in Niederaichbach eine Pfannenabdeckung aufgelegt wurde. An den Bindern sind die Längsträger für den Krafthauslaufkran aufmontiert, der alle Hebe- und Transportarbeiten im Krafthaus, beginnend ab Montage der Turbinen und Generatoren, auszuführen hat. Die Tragkraft dieses Krans beträgt 60 t.

Kurze Technische Berichte.

Der Norfolk-Tunnel.

Bei Norfolk im Staate Virginia wird z. Z. ein Straßentunnel unter dem Elizabeth River ausgeführt. Der Querschnitt des unter Wasser liegenden Mittelstücks von 630 m Länge besteht aus einer inneren Kreisröhre und einer äußeren achteckigen stählernen Röhre. Die innere Röhre hat bei 8 mm Wandstärke einen Durchmesser von 9,50 m, die äußere bei 6,3 mm Wandstärke einen Durchmesser von 10,80 m, Abb. 1. Der Bauvorgang wickelt sich in großen Zügen wie folgt ab: Herstellung von sieben 90 m langen Teilstücken der Röhre in der Werkstatt; Stapellauf; Transport zur Baustelle; dort, noch in schwimmendem Zustand, Herstellung eines 45 cm starken inneren Betonfutters und der 35 cm starken Fahrbahnplatte; Einbringung des Füllbetons zwischen den beiden Stahlröhren; Absenkung der Röhren auf eine ausgebagerte und bekiesete Bettung; Ver-

und die teilweise Verfüllung des Zwischenraums zwischen den Wandungen. Das Innenfutter wurde in 5 Arbeitsgängen betoniert: der untere Bogen, die Hüften, die Fahrbahnplatte, die Wände und der obere Bogen. Jeder Arbeitsgang wurde auf die ganze Länge von 90 m durchgeführt, bevor mit dem nächsten begonnen wurde. Das Betonieren eines Tunnelabschnitts dauerte 6 Wochen, es wurden aber immer mehrere gleichzeitig betoniert. Der gesamte Innenbeton mit Ausnahme des unteren Bogens wurde mittels Stahlschalung, die von 11,25 m langen Rüst-

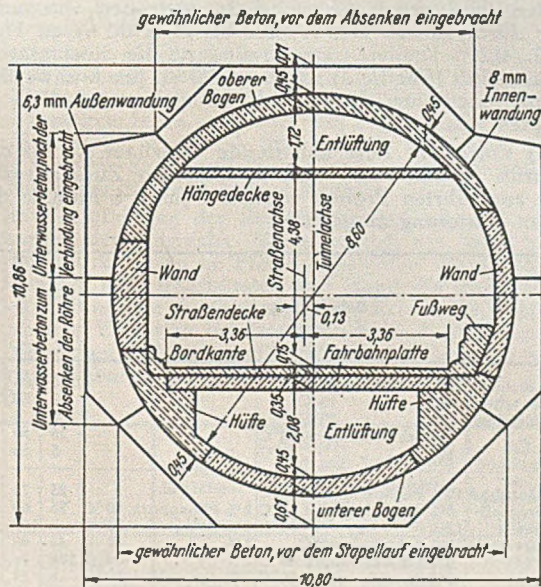


Abb. 1. Querschnitt des Tunnels.

bindung der Einzelteile unter Wasser; Beseitigung der Schotten zwischen den Röhrenabschnitten und Fertigstellung der Innenausstattung.

Bemerkenswert an der Ausführung ist folgendes: Vor dem Stapellauf der 90 m langen Abschnitte, der sich wie beim Washburn-Tunnel (vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 456, Abb. 2) abspielte, wurden über 1000 t Beton als Ballast in den Kiel zwischen den beiden Wandungen eingebracht. Außerdem wurde bereits in der Werkstatt die Bewehrung für das innere Betonfutter verlegt und mit der Wandung verschweißt. Abb. 2. Die Abschnitte wurden dann 290 km weit bis zur Baustelle geschleppt und hier an Ausrüstungskais vertäut. Die Hauptarbeit an diesen Kais war das Betonieren des Innenfutters

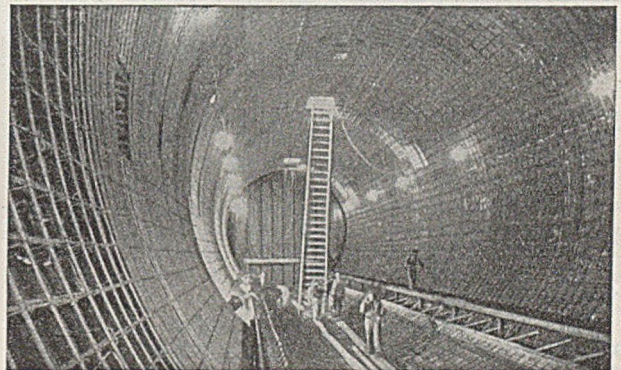


Abb. 2. Innenansicht der Röhre mit eingeschweißter Bewehrung des Innenfutters.

wagen aus verlegt wurde, ausgeführt. Für das Einbringen in die Röhren und für das Hinausschaffen mußten Schalung und Rüstung vollkommen auseinandergenommen werden, da der Zugang nur durch eine obere Öffnung von 90 · 150 cm möglich war. Deshalb wurden sie so konstruiert, daß beim Umbau von Rüstung und Schalung für den nächsten Arbeitsgang nur ein Mindestmaß an Einzelteilen ausgewechselt zu werden brauchte. So sind z. B. Rüstung und Schalung für die Hüften grundsätzlich die gleichen wie für die Fahrbahnplatte. Das Umwandeln von der einen zur anderen Zweckbestimmung erfolgt durch wenige Griffe und Auswechslungen. Auch für die Wand- und obere Bogenschalung wird ein einheitlicher Rüstwagen verwendet. In beiden Fällen waren zwei Rüstwagen vorhanden, so daß jeweils 22,5 m eingeschalt werden konnten. Durch eine sinnvolle Einrichtung war es aber möglich, die Rüstwagen gleich nach dem Verlegen der Schalung wieder freizubekommen und wieder zu verwenden. Der sechsrädrige Wagen fährt auf einem 150-cm-spurigen Gleis auf dem unteren Bogen. Durch Winden an jedem Rad wird er auf die richtige Höhe gebracht. Auf ihm ruht ein zusammenschiebbare Stahlrost, von dem die Schalung auskragt. Wenn die Schalung durch Justierung des Stahlrosts in die richtige Lage gebracht worden ist, wird der Stahlrost durch Winden gegen den unteren Bogen abgestützt, der Rüstwagen abgesenkt und eine Länge vorgefahren, wo der Vorgang sich wiederholt.

Gleich nach der Fertigstellung des Innenfutters wurde mit der Einbringung des Füllbetons zwischen den Wandungen begonnen. Zunächst wurde auf einer Seite etwas Unterwasserbeton eingebracht, um die Röhre zu horizontalisieren, da sie wegen des unregelmäßigen Querschnitts des Innenfutters etwas Schlagseite hatte. Dann wurde nach und nach so viel Beton nachgefüllt, bis die Röhre noch 30 cm aus dem Wasser herausragte. Nun wurde sie nach der Baustelle geschleppt und dort von zwei schwimmenden Drehkränen in der richtigen Achslage gehalten. Hier wurde noch so viel Unterwasserbeton eingebracht, daß der negative Auftrieb 80 t betrug. Dann fierten die Krane weg, und die Röhre sank sanft in ihre endgültige Lage.

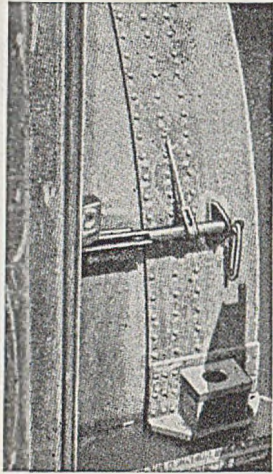


Abb. 3. Verbindung der Röhrenenden durch waagrechte und lotrechte Verbindungsmittel.

Zur Verbindung zweier Röhren wurden schon in der Werkstatt an der kreisrunden Innenwandung an jedem Ende halbzyklindrische 25 mm starke Stahlplatten 54 cm weit vorgekragt, und zwar abwechselnd in der oberen und unteren Hälfte. Beim Zusammenschluß entstand so ein Vollzylinder. Nach dem Absenken wurden die Enden durch waagrechte Zahnradsperrn an der Peripherie der Wandung und durch lotrechte Anker am Zusammenstoß der Halbzyklinder mit Hilfe von Tauchern fest miteinander verbunden. Abb. 3. Auch die achteckige äußere Wandung, von der in der Werkstatt nur die lotrechten Bleche angebracht worden waren, wurde von Tauchern geschlossen. Dann wurde auch hier der Unterwasserfüllbeton eingebracht. Hierbei wurden die Röhren mit 6 Betonblöcken von 18 t Unterwassergewicht als zwischenzeitlichem Ballast beschwert, um eine etwaige Änderung des spezifischen Gewichts des Wassers während des Betonierens auszugleichen. Die Sohle des Tunnels liegt rd. 29 m unter Niedrigwasser. Als Überschüttung wurden zunächst 3 m Sand und darüber 1,5 m anderes Material verwandt.

Der Tunnelgraben war ausgebaggert worden. Die mindestens 60 cm starke Kiesbettung unter der Tunnelsohle wurde durch eine schwimmende Apparatur in die richtige Höhe und Neigung (5%) gebracht. [Nach Construction, Methods and Equipment 33 (1951), Mai 1951, S. 48.]
E. We i ß, Berlin.

Die Unterhaltung von Straßenbrücken.

1. Die Unterhaltung von Stahlbrücken.

Jahrelange Prüfungen und Versuche von Metallurgen und Chemikern in England, die sich sowohl auf die alten Verfahren, wie Sandstrahlreinigung, Mennige- und Deckanstriche, als auch auf neuere Verfahren, wie Beizen, Reinigen mit der Sauerstoff-Azetylenflamme, Metallspritzen erstreckten, und bei denen man Haltbarkeit und Wirtschaftlichkeit für lange Zeiträume unter Berücksichtigung der Witterungs- und atmosphärischen Verhältnisse feststellte, wurden in einer umfangreichen Abhandlung dargelegt und zur Aussprache gestellt. Sie verdienen besondere Beachtung, wenn auch in Deutschland neue Verfahren vorerst nicht angewendet werden können und die Untersuchungen hauptsächlich auf englische Verhältnisse passen.

Viele Umstände beeinflussen die Unterhaltung von Stahlbrücken:

a) Witterungseinfluß. Proben wurden aggressiver Luft mit hohem Feuchtigkeitsgehalt und der gleichen Luft bei unmittlbarbarem Regen ausgesetzt und die Rostgewichte festgestellt. Es besteht keine eindeutige Beziehung zwischen Regen und Rosten, wenn der Stahl wieder trocken kann. Hauptsächlich Luft von mehr als 80% relativer Feuchtigkeit und schwefelhaltige Luft erzeugen Rost. In solcher Luft rostet der Stahl stärker, wenn er

vor Regen geschützt wird als wenn er dem Regen ausgesetzt wird, weil der Regen die schädlichen Ablagerungen abwäscht.

b) Konstruktionseinzelheiten. Die Fahrbahndecke muß dicht sein. Stalaktiten zeigen undichte Stellen an. Wo Rohre die Decke durchdringen, kann bei unsorgfältiger Konstruktion Wasser große Flächen benetzen und ausgedehnte Roststellen erzeugen. Isolierschichten müssen gesondert entwässern, Fahrbahnfugen durch rinnenförmige Kupferstreifen gedichtet sein. Tropfwasser muß unschädlich abgefangen werden. Die Löcher zur Abführung von Wasser aus Wassertaschen dürfen sich nicht verstopfen. Entwässerungsstützen auch bei Wind nicht auf Stahlteile abtropfen, ebenso Entwässerungsrinnen nicht beim Überlaufen. Bei zu großer Nietteilung tritt Wasser in die Fugen ein, die dann der Rost weiter auseinandertreibt. Dies ist auch bei Befestigungsschrauben von Handleisten auf Geländern zu beachten. An den Endwiderlagern müssen alle Teile zugänglich sein. Schwer zugängliche Teile brauchen besonders dauerhaften Rostschutz (vgl. g). Fahrbahnübergänge sind sehr sorgfältig zu konstruieren. Sie dürfen nicht zusammenfrieren. Die Fugen von Fingerkonstruktionen müssen sich nach unten verbreitern.

Holzdecken lassen Wasser durch. Die Stahlträger müssen mit Isolierpappe abgedeckt werden. Am besten werden die Holzdecken bei alten Brücken durch undurchlässige Decken ersetzt.

An lotrechte Stahlflächen angrenzender Beton (Randträger) muß in die Höhe gezogen werden. Die Trennungsfugen müssen mit Bitumen oder Asphalt gedichtet sein.

Der Zugang zu allen Teilen soll möglichst erfolgen durch Besichtigungsstege, schwingende Plattformen, Bolzen und Haken für Hängerüstungen, Mannlöcher im Gehweg zu Widerlagerkammern; Besichtigungswagen sollen Zutritt in die Widerlager haben.

Die Befestigungsbolzen von Rauchschutztafeln dürfen nur auf Scheren, nicht auf reinen Zug beansprucht sein.

c) Die Widerstandsfähigkeit des bloßen Stahls gegen Rosten wird durch Chromgehalt vergrößert, besonders aber durch Zusatz von Kupfer bis etwa 0,5% zu Flußstahl. 0,2% Kupferzusatz verminderte den Rostansatz in Industrieluft (Sheffield) schon um 20%. Ein hochwertiger Chrom-Magnesium-Kupfer-Stahl hatte einen um 40% geringeren Rostansatz.

d) Entrosten. Lose anhaftende Walzhaut ist vor dem Anstrich zu entfernen. Die in folgender Zusammenstellung angeführten Proben wurden 5 Jahre 8 Monate derselben Witterung ausgesetzt.

Nr.	Behandlung	%		
		gut	genügend	schlecht
1	Säurebad 10% Salzsäure 40°C	25	60	15
2	Waschen 2% " 15°C	12	30	68
3	Streichen 1% " 20°C	5	6	89
4	5% Schwefelsäure 80°C	25	50	25
5	1% " 80°C	5	50	45
6	Säurebad 12% Phosphorsäure 80°C	25	75	—
7	Neutralisieren 5% Schwefelsäure 80°C	25	60	15
8	12% " 80°C, 2% Phosphors. 80°C	—	100	—
9	Streichen 10% Salzsäure 40°C	42	46	12
10	5% Schwefelsäure 80°C	100	—	—
11	3% Phosphorsäure 80°C	5	45	50
12	Stahlsandgebläse	50	50	—
13	Sandstrahlgebläse	40	50	10
14	Streichen auf Walzhaut	40	20	40
15	30 Tage lagern, Drahtbürsten, Streichen	—	—	100
16	3 Monate	—	5	95
17	Walzhaut ganz abgewittert, Drahtbürsten, Streichen	—	—	100

Lagerung im Freien, Entrosten mit Drahtbürsten und Streichen gab also, verglichen mit chemisch oder durch Abblasen gereinigtem Stahl, schlechte Ergebnisse. Stahl mit 0,5% Kupfer verliert den Zunder am schnellsten. Fest anhaftende Walzhaut ist eine gute Grundlage.

Das Reinigen mit der Sauerstoff-Azetylenflamme kommt für die Vorbehandlung des Stahls und für den Wiederanstrich von bestehenden Brücken in Frage, wenn hier mehr als 50% des Anstrichs zu reinigen sind. Bei bestehenden Brücken ist zu beachten, daß durch die Hitze

auch der Anstrich auf der abgekehrten Seite zerstört wird, ebenso Beton auf der abgekehrten Seite. — Ein Satz von feinen Düsen erzeugt eine runde oder bandförmige etwa 7 mm lange und 5 bis 30 cm breite Flamme, die langsam über die Stahlfläche von mit Gesichtsmaske und Panzerhandschuhen ausgerüsteten Leuten geführt wird. Der Zunder und Rost wird abgesprengt, wonach der noch heiße Stahl mit Druckluft und Drahtbürsten ganz gereinigt wird. Der noch handwarme Stahl wird gestrichen, wodurch keine Feuchtigkeitsröste unter dem Anstrich zurückbleiben und schneller und sparsamer gestrichen wird.

Chemische Reinigungsverfahren (Beizen) eignen sich nicht für fertig verbundene Bauteile, da Säurereste in den Fugen zurückbleiben und dem Anstrich schaden. Bei nur leicht anhaftendem Zunder wird die Stahlfläche leicht angegriffen. Nach dem Eintauchen in die Säure müssen alle Säurereste durch ein Laugen- und warmes Wasserbad entfernt werden. Die noch warme Fläche muß bis zum Grundanstrich mit einem billigen Mittel (Phosphorsaures Harz oder Leinölhauch) geschützt werden. Bedeutende Tankanlagen sind nötig. Bei den Brücken für die westlichen englischen Eisenbahnen z. B. wurde der Stahl in eine 5%ige Lösung von Salzsäure 15 Stunden lang eingetaucht, mit frischem Wasser abgespritzt, mit Drahtbürsten gereinigt und nochmals in frisches Wasser eingetaucht. Die Unternehmer verlangten für dieses Verfahren 3 £ je t.

Entrosten durch Abblasen. Nach den Versuchen erzielt man durch Abblasen mit Stahlsand sehr gute Ergebnisse. Stahlsand wird gewonnen, indem Gußeisen beim Abstich durch einen Dampfstrahl fein verteilt, in einer Wasserrinne abgeschreckt und anschließend gegläht wird. Es kann auch mit Sand oder Feuerstein geblasen werden. Statt mit Druckluft kann der Grus auch rein mechanisch geschleudert werden, wobei eine größere Fläche bestrichen wird. Vom Sand gehen bei jedem Blasen etwa 10% durch Pulverisieren verloren. Stahlsand verliert nur 0,1%, braucht aber stärkeren Luftdruck (1 atü). Er ist teurer als Sand, durch den geringeren Verlust wird jedoch Zeit beim Sieben und Wiederfüllen der Behälter gewonnen. Für das Abblasen alten Anstrichs kommt Stahlsand nicht in Betracht, da er durch die Farbe verunreinigt wird. Der Sand geht hierbei ganz verloren. Die Arbeiter müssen durch Gesichtsmasken gegen Einatmen von Staub geschützt werden (Silicosis). Der Sand darf in den Behältern nicht feucht werden, da er sonst die Düsen verstopft und in den Fugen der Bauteile hängen bleibt.

Die Vorreinigung des Stahls ist entscheidend für die Haltbarkeit des Anstrichs. Wenn es sich um Stahl handelt, der durch lagern im Freien angewittert wurde, so ist das Reinigen mit Drahtbürsten von Hand die schlechteste Vorbehandlung, die durch die häufigen Kosten für Wiederanstrich und Einrüsten unwirtschaftlich wird. Auf Grund von Versuchen hält in Sheffield-Luft ein Anstrich von zweimal Bleimennige und zweimal Eisenmennige (red oxyd)

	auf frische Walzhaut	gelagert und mit Drahtbürste gereinigt	chemisch gereinigt	mit Stahlsand ab- geblasen
	Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
auf Stahl ohne Cu	6,3	3,0	11,0	12,0
auf Stahl mit 5% Cu	9,8	4,1	11,2	13,1

e) Schutzanstriche. Der erste Anstrich verhindert das Rosten. Der Deckanstrich schützt diesen vor Beschädigung und der Witterung. Der oberste Anstrich, gewöhnlich halb glänzend, widersteht der Abnutzung und den ultravioletten Strahlen und ist undurchdringlich für Feuchtigkeit. Er soll außerdem gut aussehen. Von den umfangreichen Versuchsergebnissen sei hervorgehoben:

Die Dicke der Anstriche steht in unmittelbarem Verhältnis zu ihrer Lebensdauer. Bei gewissen Anstrichen ist die Luftbeschaffenheit und die Vorbehandlung von Einfluß. Bleiweiß- oder Bitumenanstriche sind ohne Unterlage von Bleimennigeanstrich unwirksam. Eisenmennige (red oxyd) bewährt sich so gut wie Bleimennige. In Sheffield-Luft begann spätestens nach 3 Jahren, in Birmingham-Luft schon nach 3 Monaten die Zerstörung,

wenn der Stahl nach Freilagern nur mit Drahtbürsten gereinigt war. Der Anstrich war dagegen nach 5 Jahren noch gut, wenn der Zunder durch Beizen oder Sandstrahl entfernt worden war. Auf dem kupferhaltigen Stahl hält der Anstrich länger. Zwei Anstriche von Bleimennige, darauf zweimal Eisenmennige (in England üblich) haben nach den Versuchen auch in Industrieluft die größte Lebensdauer.

f) Feuerverzinkung. Bei der Feuerverzinkung wird der Zunder durch Eintauchen in 12%ige Salzsäure entfernt, das Werkstück durch Eintauchen in Wasser gewaschen und getrocknet. Die Zinkwanne enthält bis zu 150 t geschmolzenes Zink von 430—445°C. Das Bad dauert 1 Minute für einen dünnen, 3—4 Minuten für einen dickeren Zinküberzug. Bauteile in freier Luft brauchen eine Decke von wenigstens 900 g/m², was einer Dicke von 0,09 mm entspricht, und haben in Sheffield-Luft ohne sonstigen Schutz etwa 6 Jahre Bestand. Dünnere Überzüge brauchen einen Schutzanstrich. Bei Brücken kommt das Verfahren nur in Betracht für kleinere Teile oder z. B. für Kriegerbrücken, die auf Vorrat gelegt werden.

g) Metallspritzverfahren. Das Verfahren kommt für die eigentlichen Brückenbauteile in Betracht. Der Stahl muß mit Sand oder Stahlsand blank abgeblasen sein und darf nicht etwa mit der Flamme gereinigt werden. Geschmolzenes Aluminium oder Zink wird durch mit Sauerstoff angereicherte Druckluft mit einer Pistole gespritzt, die einen geschlossenen Strahl oder Metallstaub erzeugt. Die Entfernung der Düse, Gas- und Luftdruck, die Geschwindigkeit beim Spritzen sind zu beachten, was geübte Arbeiter erfordert. Ein 0,1 mm starker Überzug wird in einer Stunde, je nach Größe der Düse auf eine Fläche von 1,9—7,4 m² aufgebracht. Die Staubpistole steigert die Leistung bis auf 9,3 m² je Stunde. Die Lebensdauer der nackten Metallüberzüge in freier Luft zeigt nachstehende Tabelle von Versuchsergebnissen:

Metallüberzüge ohne Anstrich.

Ort	Metall	Herstellung	Dicke in t/1000 mm	weniger als 5% Rost in Jahren	
Sheffield	Alu	getaucht	384	—	
		strahlgespritzt	66	0,3	
		strahlgespritzt	114	4,0	
		strahlgespritzt	175	4,0	
		staubgespritzt	66	0,2	
		staubgespritzt	114	0,3	
		staubgespritzt	300	0,7	
		Zink	getaucht	48	0,8
	getaucht		71	1,4	
	getaucht		112	3,0	
	strahlgespritzt		30	1,2	
	strahlgespritzt		71	2,9	
	strahlgespritzt		107	> 5,0	
	Llamortyd Wells	Alu	getaucht	310	0,2
strahlgespritzt			132	5,0	
staubgespritzt			140	0,2	
Zink			getaucht	56	4,2
			getaucht	711	> 5,0
			strahlgespritzt	28	> 5,0
		strahlgespritzt	86	> 5,0	
		staubgespritzt	152	> 5,0	
		staubgespritzt	152	> 5,0	
Calshot		Alu	getaucht	361	0,2
			strahlgespritzt	112	> 5,0
			staubgespritzt	94	0,2
	Zink	getaucht	51	> 5,0	
		gespritzt	86	> 5,0	
Congela (Südafrika)	Alu	getaucht	338	0,4	
		strahlgespritzt	117	> 3,0	
		staubgespritzt	112	0,3	
	Zink	getaucht	66	> 3,0	
		strahlgespritzt	84	> 3,0	
		staubgespritzt	165	> 3,0	
Nigeria	Alu	getaucht	310	0,2	
		strahlgespritzt	124	3,3	
	Zink	getaucht	71	> 4,0	
		strahlgespritzt	74	> 4,0	

Lebensdauer von gestrichenen Metallüberzügen in Sheffield.

Metall	Herstellung	Gewicht in g/m ²		weniger als 5% Rost in Jahren
		Metall	Farbe	
—	nur Anstrich	—	230	> 3,0
Alu	Stahl gebeizt	190	290	> 5,0
	strahlgespritzt	535	280	> 5,0
Zink	getaucht	685	220	2,7
	getaucht	1000	210	2,7
	strahlgespritzt	340	260	3,3
	strahlgespritzt	1050	280	4,0

Aluminium wirkt auf Stahl als Kathode; wird es aber gespritzt, so entwickelt sich Aluminiumhydroxyd, das die Poren der Decke abschließt und als Anode wirkt. Zuerst bilden sich in der Feuchtigkeit Rostflecken, die aber wieder zurückgehen oder mit besonderen Lösungen beseitigt werden können.

Eine Zinkdecke ist in schwefelhaltiger Luft nicht so dauerhaft und sollte wenigstens 0,08 mm dick sein, bzw. 600 g/m² wiegen. Damit ist eine Aludecke von 0,114 mm Stärke oder 300 g/m² Gewicht zu vergleichen. Beide Decken schützen in Industrieluft 5—7 Jahre, bis eine Verrostung von mehr als 5% eintritt.

Metallüberzüge sind teuer und sollten deshalb nicht stärker als nötig ausgeführt werden. Sie sind eine ausgezeichnete Unterlage für den endgültigen Anstrich, der viel seltener erneuert zu werden braucht. Das Metallspritzverfahren wurde erst wenig angewendet. Die dicht aneinanderliegenden Glieder der Kette der Menai-Hängebrücke wurden im Werk nach dem Schoriverfahren gespritzt. Nach demselben Verfahren wurde die Odesund-Brücke in Dänemark nach der Aufstellung gespritzt. Bei der Ausführung ist zu berücksichtigen die Beschaffenheit der Luft (Industrie oder Schifffahrt), die spätere Zugänglichkeit der Bauteile, die Lebensdauer des Metallüberzugs, wenn der Deckanstrich zerstört ist. Es ist zu prüfen, ob etwa kupferhaltiger Stahl, der chemisch entrostet und gestrichen wird, wirtschaftlicher ist.

h) Kosten der Unterhaltung. Einige Tabellen sollen als Richtlinien zur Feststellung der Anstrichkosten dienen.

Anstrichflächen in m²/t.

Stahlträger mit gestrichenen unteren Flanschen	0,6—1,2
Stahltrög mit gestrichener Unterseite	9,7—19,4
Einbetonierte Vollwandträger mit gestrichenen unteren Flanschen	1,2
Genietete Vollwandträger unter Betonplatte	9,2—13,7
Geschweißte Vollwandträger unter Betonplatte	17,1—19,4
Genietete Fachwerkträger	16,9—26,6
Straßendeckbrücke mit genieteten Vollwandträgern, Querträgern und Konsolen unter Betondecke	12,1—16,9
desgl. mit geschweißten Trägern	16,9—19,4
Genietete Trogbogenbrücke mit Zugband, Querträgern	13,3
Genietete Deckstraßenbrücke mit Vollwandträgern, Verband und Trogblechen	13,3

Materialpreise in £.

	1947	1950
Stahlsand	je t 17,5	19,7
Aluminiumdraht	je t 165	229
Aluminiumpulver	je t 147	220
Zinkpulver	je t 101	217
Zinkdraht	je t 128	218
Sauerstoff	je m ³ 62	71
Azetylen	je m ³ 220	244
Bleimennigefarbe	100 l 35	60
Bleiweißfarbe	100 l 35	59
Eisenmennige	100 l 25	26
Aluminiumfarbe	100 l 27,5	33
Schwarze Bitumenfarbe	100 l 7	8,4
Rote Bitumenfarbe	100 l 8,4	8,6
Asphaltanstrich	100 l 8,4	8,8

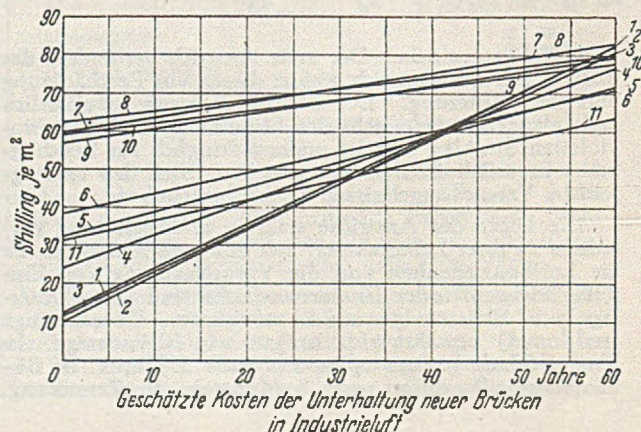
Zusammensetzung, Gewicht und Verbrauch.

Farbe	Gewichtsprozent		Fertigfarbe kg/l	Verbrauch			
	Pigment	Öl u. Spirit		kg/m ²		m ² /l	
			1. Grundanstrich	2. Deckanstrich	1.	2.	
Bleimennige	80	20	3,1	0,38	0,34	8,2	9,2
Bleiweiß	78	22	2,8	0,21	0,18	13,3	15,3
Eisenmennige	65	35	2,1	0,16	0,14	13,3	15,3
Chromrot (Pb Cr O ₄)	66	34	2,2	0,21	0,18	10,2	12,2
Bleiweiß u. Berl. Blau	85	15	3,0	0,29	0,26	10,2	11,8
Aluminiumfarbe	19	81	1,0	0,07	0,06	15,3	17,4
Schwarzbitumen	50	50	1,2	0,10	0,09	12,3	14,3
Asphalt	50	50	1,6	0,14	0,12	11,2	13,3
Rothbitumen	50	50	1,2	0,10	0,08	12,3	14,3
Blei u. Chlorgummi	62	38	3,0	0,37	0,32	8,1	9,2
Blei u. Bleimennige	88	12	4,0	0,49	0,43	8,1	9,2
Graphit u. Bleimenn.	80	20	1,8	0,15	0,14	12,3	13,3
Schweißblei, Bleimenn., Asbest	80	20	2,9	0,26	0,19	11,2	15,3

Reinigung von Hand kostet 0,6—0,9 sh/m², Reinigung mit der Flamme 4,8—7,0 sh/m². Die chemische Reinigung kostet 4,8—9,0 sh/m² einschl. Leinölhauch; die Kosten einer Anlage, in der wöchentlich 500 t gereinigt werden können, werden für 1948 auf 60 000 £ geschätzt, wovon 27 000 £ auf eine Halle mit 3 10-t-Kranen entfallen. Kosten der Reinigung mit Stahlsand 7,2—9,6 sh/m² ohne Kosten der Anlage. Zinkspritzverfahren kostet 6,0—8,5 sh/m². In einem Falle wurden die Kosten für Stahlsandreinigung und Zinkspritzen zusammen aber schon auf 10 sh/m² gesenkt. — Zinküberzug 0,1 mm dick für bereits aufgestellte Brücken kostet bis 19 sh/m². — Chemische Entrostung ist billiger als Abblasen mit Stahlsand, kann aber nur zu Beginn der Werkarbeit angewendet werden, während das Abblasen überall und jederzeit möglich ist.

Die graphische Darstellung zeigt die geschätzten Kosten einer über 50 Jahre ausgedehnten Unterhaltung, bezogen auf Preise von Dezember 1950 und neue Brücken in aggressiver Luft. Die Kosten der Unterhaltung sind zu 2% kapitalisiert. Die Linien beziehen sich auf folgende Arten von Anstrich und Wiederanstrich:

Nr.	Werkanstrich		Erster Baustellenanstrich	Wiederanstrich n. Jahr.
	Reinigung	Anstrich		
1	Drahtbürsten	1 × Bleim.	ausbessern	1 × Bleimenn. 2 Deckanstr.
2	nichts	nichts	n. 6 Mon. kratzen, schaben, reinigen	2 × Bleimenn. 2 Deckanstr.
3	Drahtbürsten	1 × Eisenm.	schab. Drahtbürst.	2
4	nichts	nichts	flammenreinigen, Drahtbürsten n. 6 Monaten	2
5	Drahtbürsten	1 × Eisenm.	n. 12 Mon. kratzen, schaben, Flamme	2
6	Stahlsand	1 × Bleim.	ausbessern	1 × Bleimenn. 2 Deckanstr.
7	"	Zinkspritz. 0,1 mm dick	Zink nachspritzen	1 × Chromzink 1 Deckanstr.
8	"	Zinkspritz. 0,1 mm dick	"	1 × Chromzink 2 Deckanstr.
9	"	Alum.spritz. 0,1 mm stark 1 × Harz	Alu nachspritzen	1 × Chromzink 1 Deckanstr.
10	"	Alum.spritz. 0,1 mm stark 1 × Harz	"	1 × Chromzink 2 Deckanstr.
11	chemisch reinigen	Leinölhauch 1 × Bleim.	ausbessern	1 × Bleimenn. 2 Deckanstr.



2. Die Unterhaltung von Beton- und Steinbrücken.

Der größte Teil der Brücken in England sind Massivbrücken. Ihre laufende Unterhaltung ist geboten, um kostspielige Ersatzbauten zu vermeiden. Regelmäßige Besichtigungen mindestens alle drei Jahre und Berichte sind nötig, die über alle Schäden, Risse und Bewegungen Auskunft geben. Die Bewegungen müssen besonders in Bergbaugebieten ständig gemessen werden. Höhenbolzen, Meßinstrumente, Brenngerät und Feldstecher müssen vorhanden sein. Auf Grund der Berichte ist ein Programm für die Unterhaltung aufzustellen.

Sickerwasser und Tropfwasser verursacht die meisten Zerstörungen und kann z. B. in Bogenzwickeln die Kämpfersteine weitgehend zerstören. Fahrbahndecke, Kanäle, Bordkanten und Gehwege müssen gut isoliert sein. Alle Abflüsse sind sauber zu halten und die Bogenzwickel zu entwässern. Pflanzenwuchs kann Mauerwerk weitgehend zerstören.

Viele alte Brücken sind ungenügend gegründet. 75 cm unter Flußsohle galt früher als ausreichend. Auskolkungen, die durch Gestrüpp und Trümmer verstärkt werden, sind mit Steinwurf auszufüllen. Unterfangen der Widerlager und Flügel, tief gegründete Vorköpfe können ein Bauwerk retten. Wenn Gründungspfähle verrotten, muß zwischen Spundwänden mit Beton unterfangen werden. Pfeilervorköpfe sollen zur Minderung der Durchflußgeschwindigkeit mit rauhen Steinen verkleidet werden, die jedoch kein Gestrüpp festhalten dürfen. Für Stahlpundwände soll ein kupferhaltiger Stahl verwendet werden. Sie sollen unter Wasser abgeschnitten werden, damit sie den Durchfluß nicht behindern. Widerlager und Pfeiler, die durch Moorwasser, Industrie und städtische Abwässer beschädigt sind, sollen nach Analyse des Wassers bei der Wiederherstellung durch geeigneten Anstrich oder durch Zementputz geschützt werden.

Liegen Brücken im Sack einer Straße, so können die Widerlager hintersnüllt werden. Das Wasser muß vor den Widerlagern abgefangen werden. Den Hauptschaden richtet jedoch Frost durch Verwitterung an.

Pfahljoche verrotten, wenn sie abwechselnd feucht und trocken werden, in Tidegebieten außerdem durch Bohrwürmer. Gegen Eis müssen sie durch Eisbrecher geschützt werden.

Stein- und Backsteinbrücken.

Ausgewitterter Mörtel muß gründlich ausgekratzt und neuer Mörtel eingepreßt werden. Verwitterte Steine sind unter Abstützen auszuwechseln. Schlechte Gewölbe müssen durch ein neues Gewölbe unterfangen werden. Mit der Zementkanone kann ein wenigstens 10 cm starker Ring, zusammengehalten durch Baustahlgewebe, eingefügt werden, wobei Hohlräume ausgepreßt werden können. Wenig wetterfeste Steine können durch Anstrich mit Magnesiumsilicofluorid geschützt werden.

Beton- und Stahlbetonbrücken.

Im Anfang des Jahrhunderts gebaute Brücken haben sich nicht bewährt. Zu magerer Beton, ungeeignete Stahleinlagen (Flacheisen), zu geringe Überdeckung der Bewehrung, unsaubere Schalung bei der Herstellung haben zum Fehlschlag beigetragen. Aggressive Luft, Lokomotivdampf, Moorwasser, Abwässer und Undichtigkeiten führten zu Zerstörungen. Poröser Beton läßt Feuchtigkeit an die Bewehrung dringen, so daß Rost an den Eiseneinlagen die Überdeckung auftreibt und schließlich ganz absprengt.

Zuerst ist der schlechte Beton zu entfernen und durch Sandstrahl abzublasen, wenn nötig nach Abstützen der tragenden Teile. Dabei stellt sich oft der Schaden größer als zuerst vermutet heraus. Dann wird Baustahlgewebe an Dübeln befestigt und die Bewehrung, wenn nötig, verstärkt. Der Mörtel wird dann mit der Zementkanone in 5 cm starken Lagen aufgespritzt. Schalung ist nicht nötig außer Randleisten, um die gewünschte Form zu erreichen. Zuletzt sollte ein wasserdichter Überzug aufgespritzt oder aufgestrichen werden.

Betonbrücken reißen oft, da sie zu wenig Dehnungsfugen haben. Diese sollten dann nachträglich sauber hergestellt werden.

Wenn die Straßendecke Schlacke enthält und der darin enthaltene Schwefel den Beton angegriffen hat, so muß die Straßendecke ganz ersetzt werden.

Brücken über Gleisen sollten durch Rauchschutztafeln aus Holz oder Stahl mit 0,5% Kupfergehalt geschützt werden.

In Stahlbetongebäuden richtet oft verirrter elektrischer Strom Schaden an. Dies hat sich zwar bei Stahlbetonbrücken noch nicht gezeigt, aber elektrische Versorgungsleitungen sollen doch in dichten bzw. entwässerten Kanälen liegen.

Holz.

Holz wird noch als Belag von beweglichen Brücken und Hilfsbrücken, für Dukdalben, Leitwerke und Fender verwendet.

Zu Holzbelag muß die Luft überall Zugang haben, damit das Holz schnell trocknen kann. Schmutz, der die Feuchtigkeit festhält, darf sich nicht ansammeln. Es ist deshalb besser, den Belag frei liegen zu lassen, statt Asphalt oder ähnliche Stoffe aufzubringen, durch deren Risse die Feuchtigkeit eindringt und nicht austrocknen kann. Stahlträger müssen durch überstehende Bitumenpappe geschützt werden, von der das Wasser unschädlich abtropfen kann. Der Belag muß so aufgeteilt werden, daß er bei Einbahnverkehr ausgebessert werden kann. [Nach Journal Institution Civil Engineers 36 (1951) S. 150 bis 233.]

W. Ihlenburg, Frankfurt a. M.

Ungewöhnlich hohe, mit Brunnen abgesenkte Brückenpfeiler.

Die Coleman-Brücke über die Mündung des York-Flusses am Ausgang der Chesapeake Bay besitzt Stromöffnungen von 85,5 bis 152 m Stützweite. Die drei mittleren Öffnungen enthalten zwei gleicharmige Drehbrücken, die den größten Schiffen die Durchfahrt gestatten (Abb. 1).

Die Wassertiefe schwankt zwischen 15 und 24 m. Die Flußsohle besteht aus einer 3–12 m starken Schlamm-schicht über sehr feinem Sand. Bohrungen bis 67 m unter Mittel tide förderten zuletzt mittelsteifen bis steifen Ton, der tragfähig war. Auf Grund von Laboratoriumversuchen wurde eine Bodenpressung unter ständiger Last allein von 2,2 kg/cm² und einschließlich aller waagrecht Kräfte von 3,8 kg/cm² zugelassen. Die Abminderung der ständigen Last durch Auftrieb und durch im Mittel 1,0 kg/cm² Reibung an den Pfeilerwänden war hierbei zu berücksichtigen.

Von den 2 Drehbrückenpfeilern und den 4 übrigen Flußpfeilern mußten deshalb 2 Pfeiler auf –46 m, 2 auf –43 m und 2 auf –41 m unter Mittelwasser gegründet werden. Diese Notwendigkeit führte auf Hohl Pfeiler, die das geringste Eigengewicht hatten und unter der Belastung durch Überbau und Verkehrslast die zulässige Bodenpressung nicht überschritten.

Der höchste Pfeiler ist der südliche Drehbrückenpfeiler (Abb. 2), dem die übrigen Flußpfeiler entsprachen. Ein Senkkasten 15,8 · 20,2 m und 33,5 m hoch, aus 10 mm starken Stahlblech, wird durch eine Längswand und zwei Querwände in 6 Zellen geteilt. Das Außenblech ist in 91 cm Abstand waagrecht ausgesteift. Die Querwände enthalten kräftige Stahlfachwerke. Die Konstruktion ist ganz geschweißt. Jede Zelle enthält einen stählernen kreisrunden Brunnen schacht von 3,66 m äußerem Durchmesser. Außenhaut und Brunnenzylinder sind unten zu Schneiden zusammengezogen, die um jede der 6 Zellen herumlaufen. Das Stahlgewicht für alle Pfeiler beträgt 3700 t. Die Außenhaut ist die Hülle für eine 1,22 m starke Betonwand, die Zwischenwände sind 91 cm stark ausbetoniert. Der Beton wurde zwischen Stahlschalung eingepumpt, wozu die ganze Stahlkonstruktion mit 7,6 cm und 15 cm weiten Gießrohren versehen wurde.

Der auf diesen Unterbau aufgesetzte Pfeilerschaft der Drehpfeiler wird durch eine kreisrunde 91 cm starke Betonwand von 11,6 m äußerem Durchmesser gebildet, die durch zwei 91 cm starke, rechtwinklig zu einander stehende Innenwände versteift wird. Der Schaft wird durch eine 1,22 m starke Stahlbetonplatte abgeschlossen, die die auf dem Königsstuhl ruhende Last verteilt. Öffnungen in den

Wänden sorgen für gleichen Wasserstand innerhalb und außerhalb des Schafftes. Die Schäfte der übrigen vier Pfeiler sind prismatisch und haben keine Hohlräume.

Die Stahlkaissons wurden im Trockendock nebeneinander zusammengeschweißt (Abb. 3 u. 5) und die Brun-

nenschächte zunächst etwa 5 m über die Kaissons in die Höhe geführt. Für den Stapellauf wurden die Schneiden 4,3 m hoch mit Beton gefüllt, die Brunnen-schächte oben durch ausgesteifte Deckel abgeschlossen und das Wasser durch Druckluft teilweise herausgedrückt, so daß die

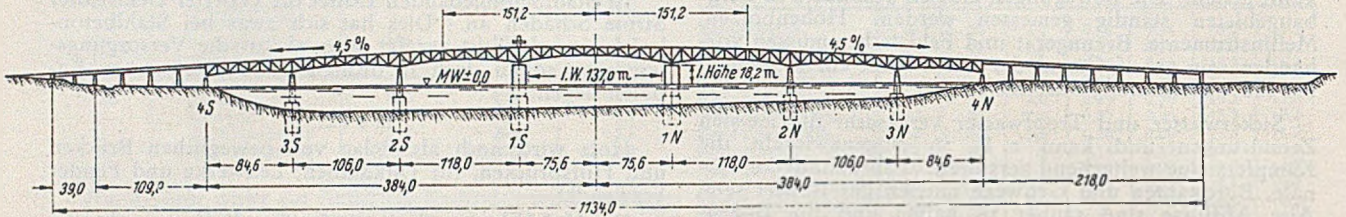


Abb. 1. Übersicht.

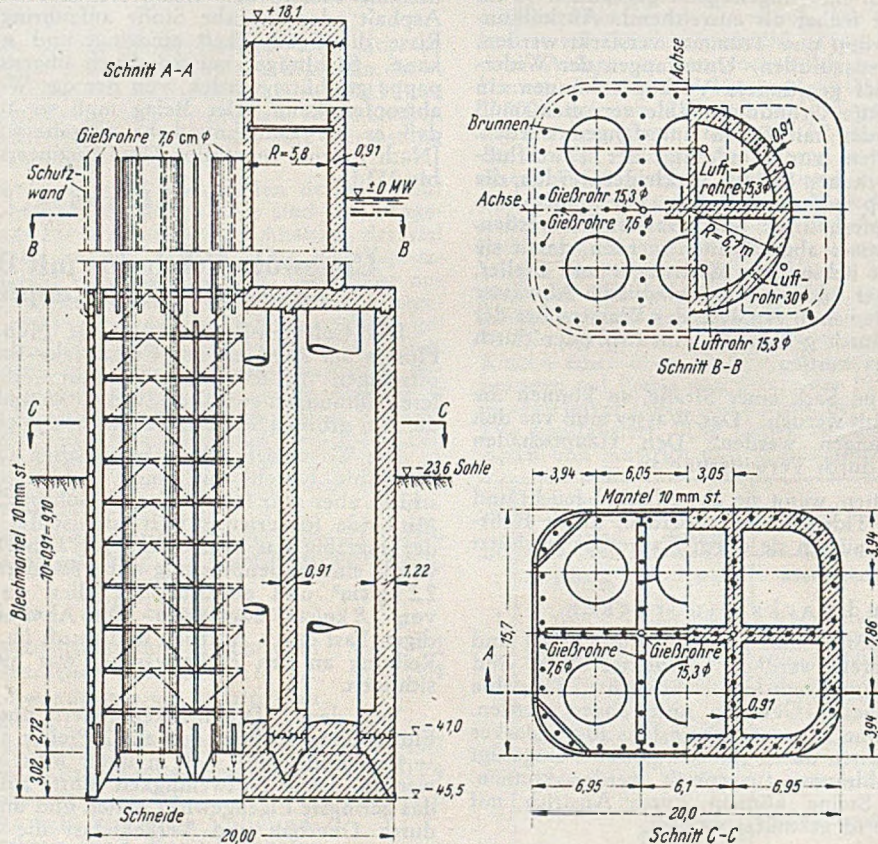


Abb. 2. Drehbrückenpfeiler.

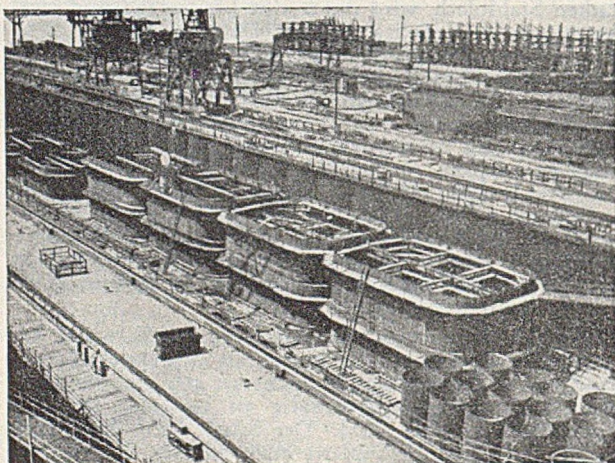


Abb. 3. Schweißen im Trockendock.

Kaissons 10,3 m Tiefgang hatten und 24 m über den Wasserspiegel hinausragten. Dazu kamen 5 m Höhe für die Brunnen-schächte. So wurden sie 64 km weit durch die Chesapeake Bay geschleppt. An der Brückenbaustelle waren an drei Seiten des zu bauenden Pfeilers Gerüste aus Stahlrohren errichtet, in die das Kaisson eingeführt und zwischen denen es ausgerichtet wurde (Abb. 4). Dann wurde das Gerüst auf der vierten Seite ergänzt. Diese Gerüste benötigten Stahlrohre von 35 cm Durchmesser und etwa 15 m Höhe, die mit geramten Rohren von 32 cm Durchmesser, die etwa 10 m länger waren, durch Bolzen verbunden wurden. Drei Sätze von Gerüsten wurden vorgehalten und jeder Satz zweimal gebraucht.

Die an den Gerüsten geführten Kaissons wurden durch Ablassen von Druckluft auf den Flußboden gesetzt und zunächst durch Vergießen der Stahlschalung in Stufen von anfangs 1,5 m, später 2,7 m Höhe abgesenkt. Sobald die Kaissons im Fluß festsaßen, wurden die Deckel von den Brunnen-schächten abgenommen und das Absenken durch Ausbaggern des Bodens aus den Brunnen fortgesetzt. Beim Absenken mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß die bei der Berechnung der Kaissons angenommenen Belastungszustände eingehalten wurden. So mußten

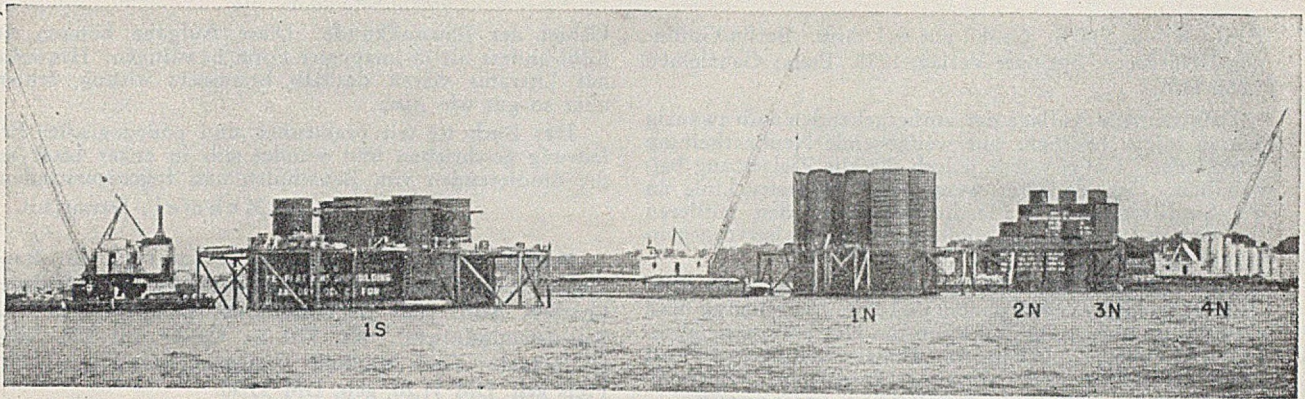


Abb. 4. Pfeiler beim Absenken.

nach Vergießen bis 6 m Höhe die Innenwände bis zu 6 m zurückbleiben.

Sobald sich der obere Rand des Kaissons dem Wasserspiegel näherte, wurden Schutzwände aufgesetzt. Diese bestanden aus Abschnitten von 3,05 und 7,5 m Breite und 14,6 m Höhe, die aus Buckel- und Versteifungsträgern zusammengeschweißt waren (Abb. 4, Pfeiler 1N). Die Bolzen zum Verbinden der Wände wurden mit Gummischlauchstücken gedichtet. Drei Sätze dieser Stahlwände wurden vorgehalten bei zweimaligem Gebrauch. Die Brunnschächte wurden nun 9,7 m nach oben verlängert und die Pfeiler weiter durch Ausbaggern des Bodens und Betonieren der Wände abgesenkt. Dabei mußte die Reibung an den Außenwänden und der Widerstand an den Schneiden überwunden werden, indem das Pfeilergewicht durch Fluten der Räume zwischen Wänden und Brunnschächten vergrößert wurde.

Nach vollständigem Absenken wurde eine 4,3 m starke Betonsole unter Wasser durch besondere Gießrohre eingebracht (Abb. 2), die die aus den Pfeilerwänden kommende Last auf den Untergrund verteilt. Die den Unterbau oben abschließende waagrechte Betonplatte wurde mit Öffnungen versehen, damit sich die Hohlräume des Unterbaues mit Wasser füllen konnten. Die Wände wurden aber unter der Annahme berechnet, daß die Hohlräume mit Luft gefüllt wären. Schließlich wurden die Brunnschächte über dem Unterbau entfernt und der Pfeilerschaft innerhalb der Schutzwände fertiggestellt, bei deren Entfernung die Anschluß- und Verbindungsbolzen von innen gelöst werden konnten.

Die Kosten der Pfeiler betragen rund 4 230 000 Dollar. [Nach Civil Engineering 21 (1951) S. 78.]

Wilh. Ihlenburg, Frankfurt a. M.

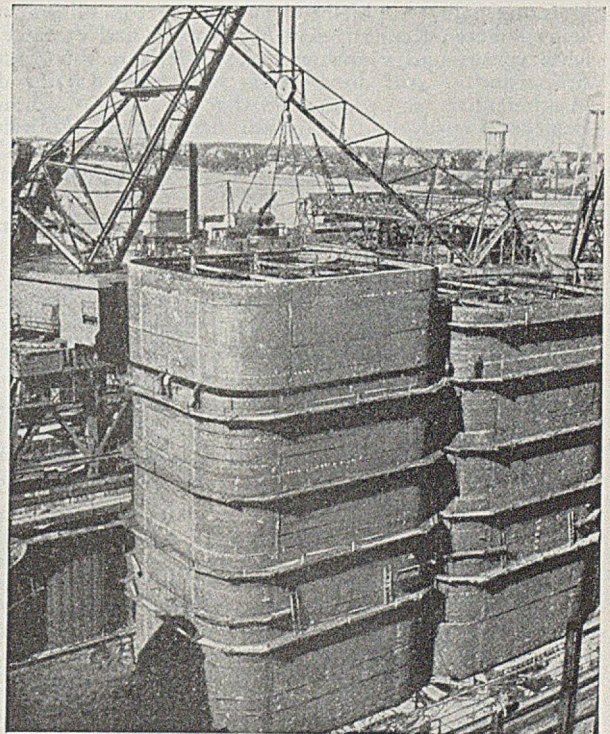


Abb. 5. Zusammenbau im Trockendock.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Siedler, Ed.-Jobst †, Dr.-Ing., ord. Prof. der Techn. Universität Berlin: Baustofflehre. Ein Handbuch der Baustoffe und ihrer Verwertung. 2. Aufl., 239 S. DIN A 4 mit 525 Abb. Berlin, Verlag des Druckhauses Tempelhof, 1951. Geb. 32,— DM.

Der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, den Bauschaffenden mit den zahlreichen alten und neuen Baustoffen bekannt zu machen und gleichzeitig die Möglichkeit der mannigfaltigen, richtigen Verwendung eines jeden Baustoffes aufzuzeigen. Es werden sämtliche Baustoffe, vom Lehm bis zum neuesten Kunststoff, dem Leser vorgeführt. Geschildert werden anschaulich Entstehung, Gewinnung, Zusammensetzung, Verarbeitung und Anwendung eines jeden Baustoffes. Gleichzeitig wird auf die Bauschäden hingewiesen, die bei nicht sachgemäßer Verwendung entstehen können. Auch einfache, auf der Baustelle leicht durchzuführende Prüfungen werden angegeben, so daß sich der Bauführer in vielen Fällen selbst von der Güte des Baustoffes überzeugen kann. Begrüßenswert ist dabei der Fingerzeig auf die entsprechenden Normenblätter und das Stichwortverzeichnis.

Sehr wertvoll ist der Abschnitt „Kunststoffe“, der von Prof. Dr.-Ing. Rudolf Nitsche bearbeitet ist und den neuesten Stand dieses dem Baufachmann oft wenig bekannten Gebietes in kurzer, leichtverständlicher Form bringt. Zu wünschen wäre vielleicht, daß später einmal

die Bindemittel Gips und Magnesit nicht in einem Abschnitt mit Asphalt und feuerfestem Baustoffen, sondern mit Kalk und Zement zusammengebracht würden. Ebenso gehören auch die „zementgebundenen Estriche“, die leider nur sehr kurz behandelt sind, zweckmäßiger an den Schluß des dritten Abschnittes und nicht in den Abschnitt „gepreßte Bausteine usw.“ Auch dem Abschnitt „Beton“ müßte ein viel größerer Raum zugestanden werden, besonders der Leichtbeton mit seinen neuesten Erzeugnissen wie Turrit, Siporex, Ytong (nicht Yton) usw. ist stiefmütterlich behandelt.

Diese kleinen Schönheitsfehler können aber leicht beseitigt werden und tun dem sonst so wertvollen, ausgezeichneten Buche keinen Abbruch. Das Buch bietet allen Bauschaffenden, sowohl den Studierenden wie dem in der Praxis Stehenden, eine Fülle von Erkenntnissen und Anregungen.

Die Baustofflehre von Siedler kann daher nur auf das wärmste empfohlen werden. Dem reichen Inhalt des Buches entspricht auch seine äußere Aufmachung, für die der Verlag keine Mühe gescheut hat.

Th. Kristen, Braunschweig.

Tochtermann, W., Dipl.-Ing., Prof. a. d. Staatl. Ing.-Schule Eßlingen: Maschinenelemente. Leitfaden zur Berechnung und Konstruktion für Maschinenbauschulen und für die Praxis mittlerer Techniker. 6., völlig Neubearb.

Aufl. XII u. 515 S., Gr.-8° mit 641 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1951. Preis: Ganzleinen 34,50 DM.

Daß die neue Auflage der vorhergehenden nach zwanzig Jahren folgte, bedingte eine weitgehende Neubearbeitung des Stoffes. Dabei wurde jedoch die alte Zielsetzung beibehalten: Der Verfasser wendet sich in erster Linie an die Studierenden des Maschinenbaus an den mittleren technischen Lehranstalten und an die daraus hervorgegangenen Konstrukteure.

Die einzelnen Maschinenelemente werden in der üblichen Reihenfolge beschrieben und ihre Berechnung und Gestaltung, auch im Hinblick auf die Herstellungsmöglichkeiten, ausführlich behandelt. Diesem Hauptinhalt sind kurze Abschnitte über Normung, Passungen, Werkstoffe und allgemeine Konstruktionsrichtlinien vorangestellt.

Die Darstellungsweise ist dem vorgesehenen Benutzerkreis angepaßt. Sie bleibt elementar, setzt im allgemeinen keine höheren Kenntnisse in Mathematik und Festigkeitslehre voraus und verzichtet auf schwierigere theoretische Erörterungen. Auf dieser Basis wird aber das für den Maschinenbau so wichtige Sachgebiet der Maschinenelemente logisch und gründlich dargeboten. Zahlreiche Rechenbeispiele und Abbildungen erleichtern das Verständnis und die Anwendung der angegebenen Berechnungs- und Gestaltungsverfahren.

Albert Vierling, Hannover.

Mörsch, Emil, Dr.-Ing. u. Dr. sc. techn. e. h., Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: **Der durchlaufende Träger.** Statische Berechnung des durchlaufenden Trägers mit konstantem und veränderlichem Trägheitsmoment, frei aufliegend und mit elastisch eingespannten Stützen sowie der Stockwerkrahmen und der Silozellen. Vierte, neubearb. und erweiterte Aufl. XII u. 530 S., Gr. 17 · 24 cm mit 438 Abb. und einem Tabellenanhang. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1951. Preis: Ganzl. 35,— DM.

Der „Durchlaufende Träger“ enthält im wesentlichen die auf durchlaufende Balken und Rahmen angewendete Festpunktmethod. Die vorliegende 4. Auflage ist gegenüber der im Jahre 1946 erschienenen 3. Auflage, die mit der im Jahre 1938 erschienenen 2. Auflage identisch war, um 4 Kapitel und um 150 Seiten angewachsen. So ist das C r o s s e Verfahren, das 1947 von M ö r s c h als selbständige Schrift herausgegeben wurde, nunmehr in dieses Buch aufgenommen. Die Tafeln für die elastischen Auflageraufdrücke von Balken mit verschiedenem $J(x)$ -Verlauf, für Kreuzlinienabschnitte u. a. m. wurden erweitert. Neu ist die Behandlung der Einspannung von Behälterwänden in die Bodenplatte, ein nur kurzes Kapitel, das wiederum die dem Verfasser eigentümliche Fähigkeit zeigt, schwierige Probleme mit relativ geringem mathematischem Aufwand durch anschauliche originelle Betrachtung zu erfassen.

Der verewigte Verfasser, der das Erscheinen dieser von ihm selbst noch bearbeiteten Auflage nicht mehr erlebt hat, wird auch mit diesem klassischen Buch in der Fachwelt lebendig bleiben.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Schmidt-Hieber, Oskar, Prof. Dr., u. Dr. Fritz Schmidt-Hieber, Lehrer an der Staatsbauschule in Stuttgart: **Baustoffkunde für Techniker.** Lehrbuch für Architekten, Bauingenieure und Maschineningenieure. VIII u. 266 S., Gr. 17 · 23 cm mit 74 Abb. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1951. Preis: Ganzl. 10,50 DM.

Das Buch behandelt Natursteine, künstliche Steine, Bindemittel und Mörtel, Beton, Holz, Metalle, Glas, Bitumina und Teere, Kunststoffe, Farben, Linoleum, Tapeten, Kitte und Klebstoffe. Dem gehen zwei Kapitel voraus, die sich kurz mit den chemischen, mineralogischen und geologischen Grundlagen sowie mit den technisch wichtigen Eigenschaften der Baustoffe und der Baustoffprüfung befassen. Mit verhältnismäßig geringem Buchumfang umspannen die Autoren das gesamte weitläufige

Gebiet der Baustoffkunde. Diese Aufgabe können sie nicht anders als in knappster Form bewältigen. Hinweise auf Literatur wären deshalb besonders wichtig, fehlen aber so gut wie ganz.

Das Buch ist mit praktischer und pädagogischer Erfahrung geschrieben und wendet sich in erster Linie an die Studierenden von Bauschulen und Ingenieurschulen.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Probst, Erich, berat. Ing.-Chem., Sachverst. für Baustoffe, Goslar: **Handbuch der Betonsteinindustrie.** Sechste, überarb. Aufl. vom „Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie“. XI, 770 S., Gr.-8° mit 406 Abb. Halle/Saale: Carl Marhold Verlagsbuchhandlung, 1951. Preis geh. DM 31,20, geb. DM 33,30.

In sieben übersichtlich gegliederten Abschnitten hat der Verfasser es einmal wieder verstanden, sein seit langer Zeit bekanntes und begehrtes Buch, das seit 1943 vergriffen war, dem Studierenden und dem Praktiker in gleicher Weise anschaulich nahezubringen. Einleitend behandelt P. das Gebiet der erforderlichen Rohstoffe, um dann ausführlich auf die Bereitung, den Aufbau und die Verarbeitung des Betons einzugehen. Anschließend werden Herstellungsverfahren und Arbeitsweisen der Betonwarenerzeugnisse sowie der Fertigteile für den Hochbau usw. beschrieben. Der besondere Wert der Abschnitte „Betonwerksteine“ und „Terrazzo und Mosaik“ dürfte darin liegen, daß neben der Beschreibung der Herstellung und Aufzählung der einzelnen Arten auf die möglichen Fehler und auf die hauptsächlichsten Mängel sowie Wege zu ihrer Beseitigung hingewiesen wird.

Abschließend gibt der Abschnitt über „künstliche Steine und Massen“ in anschaulicher, trotz des umfangreichen Gebietes kurz gefaßten Darstellung einen Überblick über die verschiedenen Betonsorten und Betonarten sowie über die auf kaltem Wege erzeugten Kunststeine. Eingehende Verzeichnisse über Normen und Bestimmungen usw. sowie über das Fachschrifttum machen das Buch besonders wertvoll. Die Absicht des Verfassers, daß sein Handbuch einmal Hand- und Lehrbuch, andererseits aber auch täglich gebrauchtes Nachschlagewerk und zeitgemäßes Auskunftsbuch in allen Fällen sein soll, dürfte ihm auch in der 6. Auflage vollständig gelungen sein. Das Buch spricht für sich selbst, läßt die große, vielseitige, praktische und theoretische Sachkenntnis des Verfassers erkennen und kann daher jedem Baupraktiker nur aufs wärmste empfohlen werden.

Th. K r i s t e n, Braunschweig.

Bautechnik-Archiv, Heft 6, Inhalt: K. A. Müller: Der I-Träger unter Belastung durch Drehmomente. G. Worch: Die Berechnung kreisförmiger zentralsymmetrischer Fundamentenplatten nach dem Differenzenverfahren. H. Walter: Das Knickproblem bei Spitzpfehlen, deren Schaft ganz oder teilweise in nachgiebigem Boden steht. 66 S., Gr. 17 × 24 cm, mit 57 Textabb., Berlin, Verlag von W. Ernst & Sohn, 1951. Preis: geh. DM 8,60.

Torroja, Eduardo, Ingeniero de Caminos, Numerario de la Real Academia de Ciencias, Madrid: **Lecciones elementales de Elasticidad con aplicacion a la tecnica de la construccion** (Publicaciones de la escuela de ingenieros de caminos, canales y puertos), 2. Aufl., 310 S., Gr. 17,5 × 24,5 cm. Madrid: Editorial Dossat, S. A., 1951.

Verschiedenes.

Baugrundtagung 1952 in Essen am 31. Januar und 1. Februar.

Veranstalter sind die Arbeitsgruppe Baugrund im Fachnormenausschuß Bauwesen des Deutschen Normenausschusses e. V. und die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. gemeinsam mit dem Haus der Technik e. V., Essen (Außeninstitut der Technischen Hochschule Aachen). Am Mittwoch, dem 30. Januar, finden Sitzungen der Arbeitsausschüsse und Arbeitskreise statt, am Donnerstag, dem 31. Januar, und Freitag, dem 1. Februar, werden eine große Anzahl von Vorträgen gehalten.

MANUAL

FOR THE USE OF THE
OFFICERS AND MEN OF THE
ARMY

10